



Verbundvorhaben in der Förderung des Bundesministeriums für
Digitales und Verkehr im Rahmen von mFUND

Bridge Asset Management für Straßenbrücken

BrAssMan

Gemeinsamer Schlussbericht

Y. A. Alqasem; V. Baussenwein; I. Dolbonosov; H. Friedmann; Th. Geers; A. Geßler; B.
Hoffmeister, D. Honerboom; P. Pfeiffer; L. Puttkamer; Ch. Schmidt; A. Socher, L. Thomas

Zuwendungsempfänger:

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Wölfel, Projektkoordination
FKZ 19F2111A

avato consulting AG, avato
FKZ 19F2111E

Bundesanstalt für Straßenwesen, BAST
FZK 19F2111B

Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG, LAP
FKZ 19F211 C

Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, RWTH
FKZ 19F211D



Inhalt	
Vorbemerkung zur Gliederung	3
Abkürzungsverzeichnis	4
1. Kurze Darstellung des Gesamtprojekts BrAssMan	6
1.1. Aufgabenstellung	6
1.2. Voraussetzungen, Planung und Ablauf des Forschungsvorhabens	6
1.3. Zusammenarbeit mit anderen Stellen	8
2. Eingehende Darstellung der in BrAssMan erzielten Ergebnisse der Partner	10
2.1. Wölfel Engineering GmbH + Co. KG	10
2.1.1. Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wurde	10
2.1.2. Erzielte Arbeitsergebnisse	11
2.1.3. Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	23
2.2. avato consulting AG	24
2.2.1. Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird	25
2.2.2. Erzielte Arbeitsergebnisse	25
2.2.3. Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	41
2.3. Bundesanstalt für Straßenwesen	42
2.3.1. Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird	44
2.3.2. Erzielte Arbeitsergebnisse	44
2.3.3. Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	128
2.4. Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG	129
2.4.1. Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird	129
2.4.2. Erzielte Arbeitsergebnisse	131
2.4.3. Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	213
2.5. Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen	215
2.5.1. Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird	215
2.5.2. Erzielte Arbeitsergebnisse	217
2.5.3. Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	249
2.6. Während der Durchführung des Vorhabens den ZE bekannt gewordene Fortschritte auf dem Gebiet des Vorhabens bei anderen Stellen	250
2.7. Erfolgten oder geplanten Veröffentlichungen der Ergebnisse	250
Literaturverzeichnis	251
Anhang der BAST	258

Vorbemerkung zur Gliederung

Angesichts der sehr tiefgestaffelten Gliederung und der sehr unterschiedlichen Zulieferungen wurde auf eine durchgängige Gliederung verzichtet. Vielmehr blieb die gemeinsam abgestimmte Grobgliederung in blau, sie gibt für jeden Partner die Punkte Wissenschaftlicher und technischer Stand, Erzielte Arbeitsergebnisse und Voraussichtliche Nutzen vor. In diese Grobgliederung wurden die zugelieferten Beiträge eingehängt, deren Originaluntergliederung blieb erhalten, die Überschriften sind hier schwarz.

Die Nummerierung von Abbildungen und Tabellen bezieht sich jeweils nur auf den Beitrag eines Partners.

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
A	Autobahn mit Nummer
AG	Aktiengesellschaft
AMS	stationäre Achslastmessstellen
API	Application Programming Interfaces, Programmierschnittstellen
AR	Augmented Reality
BAST	Bundesanstalt für Straßenwesen
BI	Business Intelligence
BIM	Building Information Modeling
BK	Brückenklasse
BMS	Bauwerk-Management-System
BrAssMan	Bridge Asset Management für Straßenbrücken
BW	Bauwerk
COST	Interdisziplinäres EU-Forschungsnetzwerk
DB	Datenbank
DIN	Deutsche Industrienorm
DL	Deep Learning
DMS	Dehnmessstreifen
DTV-SV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs
E	Einfache Prüfung
EC	Eurocode
EU	Europäische Union
EOC	Environmental and operational conditions
FEM	Finite-Elemente-Methode
FKZ	Förderkennzeichen
FR	Fahrtrichtung
Fz	Fahrzeug
GmbH + Co. KG	Gesellschaft mit beschränkter Haftung und Compagnie Kommanditgesellschaft
GzE	Grenzzustand der Ermüdung
GzT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
H	Hauptprüfung
HS	Hauptfahrstreifen
IoT	Internet of Things
KF	Koppelfuge
KI	Künstliche Intelligenz
KMU	Kleines und mittelständisches Unternehmen
KNN	k-nearest neighbors
KPI	Key Performance Indicator
LAP	Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG
LM	Lastmodell
M_D	Dekompressionsmoment
M_O	Grundmoment
ΔM	Schwing- bzw. Wechselmoment
MATLAB	Software zur Lösung mathematischer Aufgaben
ML	Maschinelles Lernen, machine learning
$N_{obs,a}$	Verkehrslastzahlen pro Jahr
$N_{obs,ges}$	Verkehrslastzahlen über den gesamten Zeitraum
OSA	Objektbezogene Schadensanalyse

OSIMAB	mFund-Projekt: Online Sicherheits-Managementsystem für Brücken
PCA	Hauptkomponentenanalyse/Principal Component Analysis
PI	Performance Indicator
RDA	Rissdoppelamplitude
ROI	Return on Investment
RWTH	Rheinisch-Westfälische technische Hochschule
SAC	SAP Analytics Cloud
SAP	Börsennotierter Softwarekonzern
SIB-BW	Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerke
SpRK-Spannstahl	spannungsrissskorrosions-gefährdeter Spannstahl
SQL	Structured Query Language
TB	Talbrücke
t-SNE	t-distributed stochastic neighbor embedding)
VBI	Verband Beratender Ingenieure
VFIB	Verein zur Förderung der Ausbildung zur Brückenprüfung
W	Wegaufnehmer
WIM	Weigh-In-Motion
ZTV-K80	Zusätzliche Technische Vorschriften für Kunstbauten, Ausgabe 1980

1 Kurze Darstellung des Gesamtprojekts BrAssMan

1.1 Aufgabenstellung

Das Projekt BrAssMan sollte wichtige Bausteine für die Weiterentwicklung der Zustandsbeurteilung von Brücken liefern. Während gegenwärtig die Zustandsbeurteilung anhand individueller Prüfungen der Bauwerke nach DIN1076 (Prüfungen alle 3 und 6 Jahre, ggf. Sonderprüfungen) inspektions- und nachrechnungsbasiert erfolgt, soll in Zukunft ein auf Monitoringdaten gestütztes zustands- und prognosebasiertes Asset Management die Sicherheitsausagen verbessern. Mit Hilfe von parametrierbaren Modellen, standardisierten Messkonzepten, Auswerteprozessen und Zustandsindikatoren für bestimmte Bauwerkskomponenten und Schadensbilder könnten die messtechnisch erfassten PI und KPI verglichen werden und auf diese Weise Informationen zu möglichen Einschränkungen und zur Restlebensdauer geliefert werden. Das wäre der Einstieg in eine schnelle und einfachere messtechnische Überwachung aller Schäden, auf die die numerischen Berechnungsmodelle anwendbar sind.

1.2 Voraussetzungen, Planung und Ablauf des Forschungsvorhabens

Voraussetzung für datenbasierte Forschung sind zuverlässige, kontrolliert erhobene, unverfälschte Messdaten. Dies ist im Falle des Asset Managements von Brücken nur möglich, wenn die notwendigen Messungen an einer möglichst großen Anzahl von Brücken durchgeführt werden. Da im Rahmen eines Forschungsprojektes per se keine Brücken zur Verfügung gestellt werden können und die notwendigen Messsysteme nicht finanzierbar sind, musste das Projekt so geplant werden, dass die zu erwartenden Forschungsergebnisse eine sehr hohe Praxisrelevanz besitzen. Nur so war es möglich, Brückenbesitzer und –betreiber davon zu überzeugen, dass sie auf Ihren Brücken Demonstratoren von neuartigen Messsystemen installieren sollten und diese Technik auch noch bezahlen müssten. Die Kosten beliefen sich pro Brücke immerhin auf jeweils sechsstelligen Beträge.

In BrAssMan arbeiteten das Institut für Stahlbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, die Bundesanstalt für das Straßenwesen und die drei KMU, nämlich avato consulting AG, Leonhardt, Andrä und Partner VBI AG und Wölfel Engineering GmbH + Co. KG eng und vertrauensvoll in der nachfolgend dargestellten Rollenverteilung zusammen:

- avato: Bereitstellung und Betrieb der notwendigen IT-Plattform zur Datenerfassung, Analyse, Visualisierung und Präsentation der Ergebnisse auf einem dynamischen Dashboard
- BAST: Bereitstellung von Bestands-, Verkehrs- und Achslastdaten, Clusterung, Mitwirkung bei Modellentwicklung auf der Grundlage von Performance Indikatoren
- LAP: Erstellung clusterspezifischer Prognosemodelle, Messkonzeptionen, Typisierung von Ausschreibungstexten, Erarbeitung der KPI und Asset Management
- RWTH: Entwicklung von Modellen und Ableitung von KPI für Stahl- und Verbundbrücken, Entwicklung von Messkonzepten und Bewertungsalgorithmen zur Schadenserkenkung an Stahl- und Verbundbrücken
- Wölfel: Konsortialführer, Schaffung einer einheitlichen Datenbasis bei Bestandsbrücken zur Beurteilung von Standsicherheit und Dauerhaftigkeit, Konfiguration von SHM-Systemen zum Monitoring von KPI als Grundlage für ein datengestütztes Asset Management, statistische Auswertung und Lieferung von Rohdaten an die Partner

Um die Brückeneigentümer und –betreiber zur Investition zu bewegen, musste das Forschungsprojekt Ergebnisse liefern, die auf längere Sicht den Brückenbetreibern einen Mehrwert bringen. Unter diesen Voraussetzungen wurde die Projektidee von BrAssMan unter den späteren Projektpartnern lange diskutiert und die Skizze sehr gründlich vorbereitet. Nachdem das erhoffte Ergebnis das nötige Potential aufwies, mussten Akquisitionsgespräche mit Brückenbetreibern geführt werden. Die Landesbetriebe Mobilität Rheinland-Pfalz und Straßenbau Nordrhein-Westfalen konnten vom zukünftigen Nutzen des Forschungsprojektes überzeugt werden und waren bereit, sich BrAssMan als assoziierte Partner anzuschließen. Durch die Gründung der Autobahn GmbH des Bundes kam diese im Verlauf des Projektes hinzu.

Um den Brückenbetreibern einerseits zusätzliche Arbeit zu ersparen und andererseits zu garantieren, dass die Messungen entsprechend den Anforderungen der wissenschaftlichen Fragestellung erfolgen können, mussten Forschungsprojekt inklusive Planung der Messungen und die außerhalb des Projektes durchzuführende Instrumentierung und das Datenmanagement eng mit BrAssMan verzahnt werden.

Die Verzahnung und die Prozesse bezüglich der Datengewinnung liefen cum grano salis alle nach einem einheitlichen Muster ab. Nach der Analyse des Brückenbestandes bezüglich konstruktiver Hauptmerkmale und Komponenten, den konstruktiven Eigenschaften und ihren jeweiligen Schwachstellen wurde eine Klassifizierung durchgeführt. Sie mündete in drei Cluster mit konstruktiven Hauptmerkmalen, die auf bestimmten ausgewählten Brücken vorhanden waren. Es handelte sich um Koppelfugen, orthotrope Platten und Brücken mit Hänger bzw. Seil. Für diese bautechnischen konstruktiven Hauptmerkmale wurde auf der Basis von Versagensmodellen ein Konzept für PI und KPI entwickelt und parallel dazu wurden die Brücken modelliert. Zur Überwachung der PI und KPI wurden Demonstratoren für geeignete Messsysteme für die jeweiligen konstruktiven Hauptmerkmale einer Brücke konzipiert. Daraus konnten dann Ausschreibungsunterlagen abgeleitet werden, die an die Brückenbetreiber geliefert wurden.

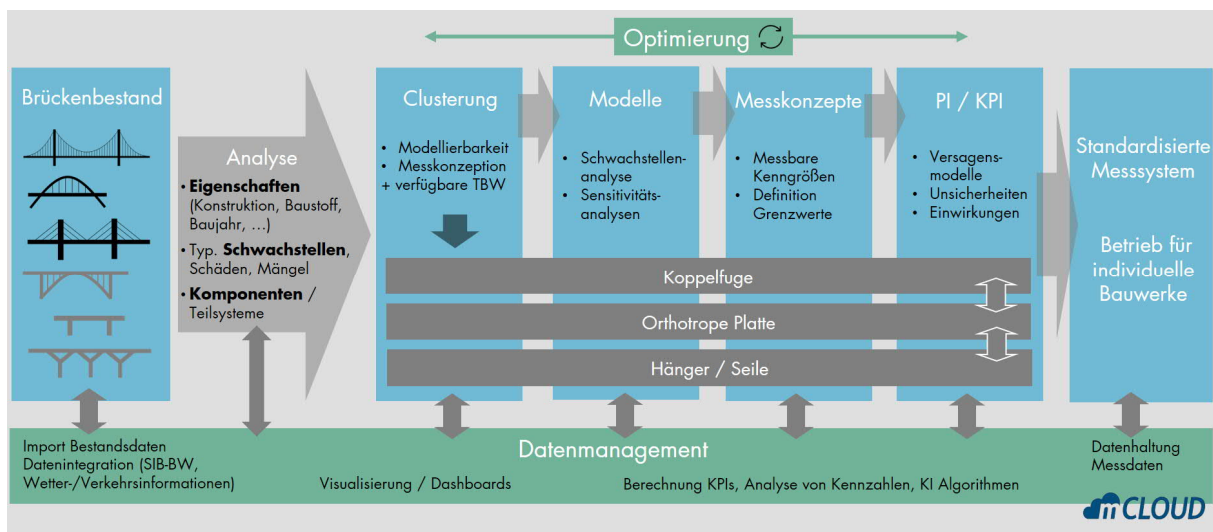


Abbildung 1: BrAssMan im Überblick

Außerhalb des Forschungsprojektes führten die Brückenbetreiber auf dieser Grundlage Ausschreibungen durch und vergaben Aufträge zur Instrumentierung. Die Datensammlung wurde als Dienstleistung jeweils für mehrere Jahre vergeben. Generell erforderte der Einbau und Betrieb der Messsysteme eine sehr enge Abstimmung zwischen Forschung und Brückenverwaltung. Exemplarisch genannt werden sollen hier neben vielen weiteren Maßnahmen Zutrittsberechtigungen zu Bauwerken, die dauerhafte Stromversorgung und

Verkehrssicherungsmaßnahmen und weitere Hilfestellungen bei der Kalibrierung der Messsysteme.

Das notwendige Datenmanagement und das Einschleusen der Messdaten in das F+E-Projekt zur weiteren Bearbeitung geschah dann wieder innerhalb von BrAssMan, vgl. dazu Abbildung 1.

Zur Kommunikation innerhalb des Forschungsprojektes gab es sowohl klassische Projekttreffen als auch – bedingt durch Corona - überwiegend Internetsitzungen. Zusätzlich war ein Jour fixe verabredet, an dem alle Projektpartner in vierwöchigem Turnus teilnahmen. Gegen Ende des Projekts wurden dazu auch die assoziierten Partner eingeladen.

Eine Anmerkung sei noch gestattet. Projekte, in denen neuartige Sensoren, neue Messsysteme oder Messmethoden entwickelt werden, - so, wie es in BrAssMan der Fall war - eignen sich nur in den seltensten Fällen als Lieferant für „big data“. Derart messdatengetriebene Forschung sollte besser in einem nachfolgenden Projekt stattfinden, in dem von Anfang an große Datenmengen zur Verfügung stehen. Zum Projektende kann BrAssMan die Daten liefern, die sich als Grundlage eines Nachfolgeprojektes anbieten.

Die zunächst genehmigte Projektlaufzeit ging vom 01.02.2020 bis zum 31.01.2023. Sie wurde durch eine automatisch gewährte Corona-Verlängerung bis zum 30.04.2023 ausgedehnt und musste ein weiteres Mal bis zum 31.12.2023 verlängert werden. Die Gründe hierfür lagen in der nur langsam umzusetzenden Instrumentierung der Brücken. Die Ursachen hierfür sind vielfältiger Natur. Zu nennen sind u.a.

- Verzögerung bei Ausschreibung und Instrumentierung der Brücken durch den Übergang der Autobahnverwaltung von den Bundesländern auf die Autobahn GmbH. Bis Anfang November 2022 – zwei Monate vor dem Ende des ursprünglich anberaumten Bewilligungszeitraums – waren noch nicht alle zu instrumentierenden Brücken mit Messtechnik versehen. Nach ursprünglicher Planung sollten alle Brücken schon ca. eineinhalb Jahre nach Projektstart plausible Daten liefern
- Die durch die Corona-Pandemie bedingten Verzögerungen und Behinderungen konnten nur zum Teil durch die bereits gewährte pauschale Projektverlängerung um drei Monate aufgefangen werden
- Unterbrechungen der Lieferketten (Corona und Chipmangel) führte zu starken Verzögerungen

Dank der zweimaligen Verlängerung war es möglich, das Projekt BrAssMan am 31.12.2023 erfolgreich abzuschließen. Die öffentliche Schlussveranstaltung wird mit Beteiligung des BMDV am 19. März 2024 den endgültigen Schlusspunkt setzen. Allerdings hoffen wir, dass es zu einem Nachfolgeprojekt kommt, bei dem die messtechnische Infrastruktur voll genutzt werden kann.

1.3 Zusammenarbeit mit anderen Stellen

Die bestandsübergreifende Datenanalyse stand im Hinblick auf die Entwicklung von Kennwerten, Prognosemodellen und letztendlich einem intelligenten Asset Management im Zentrum des Forschungsprojektes BrAssMan. Damit war die Notwendigkeit der Datengewinnung an und auf Brücken und somit der Zwang zur Zusammenarbeit mit anderen Stellen in Gestalt von Eigentümern bzw. Betreibern von Brücken gegeben. Sie wurden bereits in der Antragsphase angesprochen und als assoziierte Partner mit in den Kooperationsvertrag aufgenommen. Zunächst waren es zwei assoziierte Partner:

- Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz
- Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen

Durch den Übergang der Autobahnverwaltung von den Bundesländern auf die neu gegründete Autobahn GmbH des Bundes kam ein dritter externer Partner hinzu.

- Autobahn GmbH

Diese drei externen Partner sind Betreiber der folgenden Brücken:

- Talbrücke Pfeddersheim, A 61
- Talbrücke Weinheim, A 63
- Talbrücke Alzey, A 61
- Rheinbrücke Emmerich
- Rheinbrücke Rees
- Rheinbrücke Neuwied
- Brücke über den Datteln-Hamm-Kanal, A 2
- Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal, A 30

Als Ergebnis von Ausschreibungen kam als weiterer externer Partner die Firma Bifinger Noell GmbH hinzu. Sie führte auf der Autobahnbrücke Dortmund-Unna Schallemissionsanalysen durch.

Für die Brücken der drei genannten Betreiber wurden im Projekt von der RWTH Aachen in Zusammenarbeit mit Wölfel Demonstratoren zur Gewinnung von Messdaten entwickelt und Ausschreibungsunterlagen erstellt. Nach Auftragsvergabe durch die Betreiber wurden die Brücken instrumentiert. Die bei Wölfel auflaufenden Messdaten wurden nach einer Vorverarbeitung und statistischen Auswertung zur Weiterbearbeitung an die Projektpartner verteilt. In mehreren Internetmeetings wurden die Forschungsarbeiten den assoziierten Partnern vorgestellt.

Die Zusammenarbeit mit Bifinger Noell GmbH entstand, weil diese Firma Schallemissionsanalysen auf der Autobahnbrücke Dortmund-Unna durchführt und zur Korrelation der akustischen Messungen mit strukturellen Dehnungen von Wölfel auf dieser Brücke DMS installiert wurden.

2 Eingehende Darstellung der in BrAssMan erzielten Ergebnisse der Partner

2.1 Wölfel Engineering GmbH + Co. KG

Feingliederung des Beitrags von Wölfel

Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wurde

Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Messkonzepte für konstruktive Hauptmerkmale von Brücken
2. Instrumentierung der Brücken
3. Datenmanagement und Auswertung der Rohdaten

Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

2.1.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wurde

Heutiger Stand der Technik ist die Bewertung des Bestandes von über 40.000 Brücken des Bundes nach DIN1076. Die Ergebnisse werden in der Software SIB-Bauwerke dokumentiert und dienen dazu, Bestandsaussagen und Statistiken zu erstellen, die ihrerseits Grundlage des Erhaltungsmanagements sind.

Die Bewertungen der einzelnen Brücken können durch Nachrechnungen überprüft werden. Messtechnische Überprüfungen sind selten. Alle Aussagen und Bewertungen dieser Art sind immer auf ein Bauwerk und eine konkrete Aufgabenstellung bezogen. Eine Verallgemeinerung ist unzulässig.

Für ein kontinuierliches Monitoring von Brückenbauwerken gibt es bislang keine normativen Rahmenbedingungen. Der breit gestreute Einsatz von Monitoring und die Umsetzung der Messergebnisse im Dienst eines übergeordneten Asset Managements werden bislang in Deutschland nicht genutzt. Allenfalls wird in verschiedenen Forschungsprojekten an derartigen Ansätzen gearbeitet. Allerdings lassen die Richtlinien zur Nachrechnung von Straßenbrücken mit der Bewertungsstufe 3 das Monitoring grundsätzlich zu.

Bei Eisenbahnbrücken gibt es bereits Erfahrungen mit der Langzeitüberwachung von Brücken. Gleiches gilt für Offshore-Windenergieanlagen, Tunnel, Staudämme und Pipelines. Soweit die Erkenntnisse aus diesen Fachgebieten für Straßenbrücken relevant sind, soll versucht werden, sie in BrAssMan einfließen zu lassen. In den genannten Einsatzgebieten sind die Anforderungen an Monitoring-Systeme häufig beschrieben, Straßenbrücken sind jedoch in vielerlei Hinsicht Spezialfälle, weshalb es hierfür noch keine normativen Regelungen gibt.

BrAssMan nimmt daher auch Bezug auf die DIN EN 55000 (Asset Management) und liefert Input für zwei nationale Anträge zur Standardisierung von SHM-Anwendungen für Brücken und andere Tragstrukturen. Die BAST verfolgt in einem Projektcluster „Die Intelligente Brücke“ das Ziel, aussagekräftige Daten und eine systemisch vollständige Bewertung des Zustands einer Brücke in einem anpassungsfähigen Format bereit zu stellen. Damit wäre die Grundlage für ein prädikatives Erhaltungsmanagement gegeben, DABRINGHAUS, S.; HAARDT, P. 2019. Ein derartiger, objektbezogener Ansatz würde es ermöglichen, einerseits die Reserven eines Brückenbauwerks gänzlich zu nutzen und andererseits Ausfälle zu verhindern. Damit könnte

die Verfügbarkeit der Brückenbauwerke signifikant erhöht werden. Diese Vorgehensweise setzt voraus, dass alle maßgeblichen Lasten und Einwirkungen zuverlässig erfasst werden, die Reaktion des Bauwerks beschrieben werden kann und Aussagen über Zuverlässigkeit und vor allem über die Restlebensdauer möglich sind.

Zu Beginn von BrAssMan liefen parallel Untersuchungen

- „Intelligente Brücke“ im Digitalen Testfeld Autobahn
- Intelligente Brücke duraBAST
- Pilotstudie OSIMAB

Die Ergebnisse aus diesen Projekten sollen in BrAssMan einfließen. Ergänzend dazu gab es auf europäischer Ebene eine COST Action TU1406, in der eine Standardisierung des Erhaltungsprozesses diskutiert wurde. Die in diesem Zusammenhang betrachteten Key Performance Indikatoren, KPI, als Grundlage für das Asset Management werden in BrAssMan aufgegriffen und weiter ausgebaut.

2.1.2 Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Messkonzepte für konstruktive Hauptmerkmale von Brücken

Das Vorhabensziel von Wölfel war die Erarbeitung von standardisierten und optimierten Messkonzepten für drei konstruktive Hauptmerkmale von Brücken. Diese drei Hauptmerkmale wurden in den Clustern 1 bis 3 abgebildet. Es handelte sich um Brücken mit

- Koppelfugen
- Orthotropen Platten
- Hängern bzw. Seilen

Zusammen mit den Projektpartnern wurden die Zustandsdaten und die jeweiligen Schwachstellen dieser konstruktiven Hauptmerkmale diskutiert und untersucht. In Zusammenarbeit mit der RWTH Aachen und LAP wurden Demonstratoren für unterschiedliche, für die Beurteilung der konstruktiven Hauptmerkmale geeignete Monitoringsysteme entwickelt.



Cluster 1 – Spannbetonbrücken, Koppelfugen



Cluster 2 – Stahlbrücken, orthotrope Platten



Cluster 3 – Stahlbrücken, Hänger, Seile

Wölfel - Abb. 1: Monitoring an den konstruktiven Hauptmerkmale dreier unterschiedlicher, in Clustern zusammengefassten Brückentypen

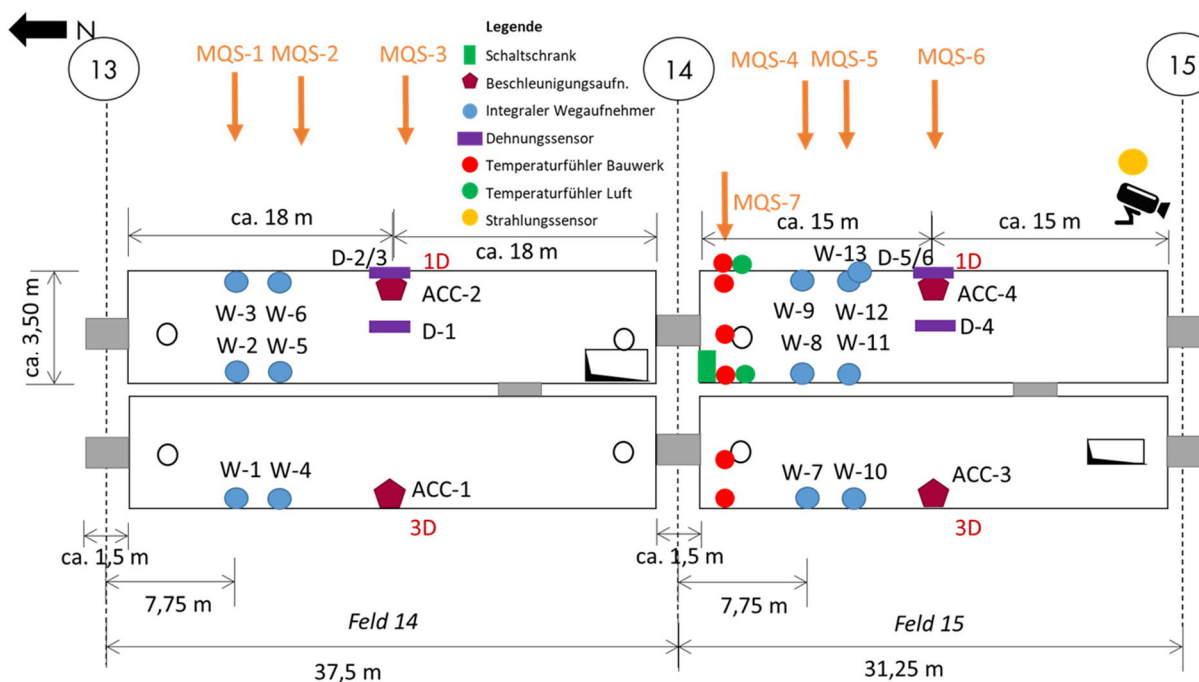
Die in den Clustern 1 bis 3 zusammengefassten konstruktiven Hauptmerkmale Koppelfuge, orthotrope Platte und Hänger bzw. Seil sollten auf 7 Brücken der Bauarten Spannbeton-, Stahl- und Stahlhängebrücke mit acht individuell für die jeweilige Brücke konfigurierten Monitoringsystemen beobachtet werden. Auf der Grundlage der vorhandenen Zustandsdaten und einer jeweiligen Schwachstellenanalyse wurden Aufgabenstellungen wie z. B. Verkehrslastermittlung an der Struktur oder die Untersuchung von Werten für Verbindungs-, Material- oder

Beulnachweise definiert und „verdrahtet“. Diese so entstandenen Demonstratoren sollen die Blaupausen für standardisierte SHM-Systeme werden, die schließlich das Angebot einer „Brücken-Monitoring as-a-Service“-Lösung ermöglichen. Die SHM-Systeme sind ein wichtiger Schritt hin zu weiteren Standardisierungsbestrebungen und einem intelligenten Asset Management.

Im Verlauf des Projektes wurden folgende Brücken instrumentiert:

- Cluster 1: Überwachung von Koppelfugen an den Spannbetonbrücken Alzey, Pfeddersheim und Weinheim
- Cluster 2: Überwachung von orthotropen Platten an den Stahlbrücken Dortmund-Unna und Datteln-Hamm; außerhalb des Projekts wurde Dortmund-Unna von der Firma Bilfinger Noell zusätzlich akustisch überwacht
- Cluster 3: Überwachung von Hängern an den Stahlbrücken Dortmund-Ems, Emmerich und Datteln-Hamm

In BrAssMan wurden vorrangig die Strukturantworten der Brücken im Gefolge von Überfahrten als quantitativer Input gemessen. Dabei wurden die Schwerpunkte auf das Verhalten der konstruktiven Hauptmerkmale gerichtet. Entsprechend der unterschiedlichen Brückenkonstruktionen kamen deshalb unterschiedliche Messprinzipien zum Einsatz.



Wölfel - Abb. 2: Messkonzept zur Überwachung von Koppelfugen an der Brücke Alzey

Typische Schäden an Koppelfugen sind Risse senkrecht zur Fuge besonders im anbetonierten Bereich, Risse in der Koppelfuge selbst senkrecht zur Brückenachse und Schrägrisse in Stegen. In älteren Spannbetontragwerken kommt es zu größeren Spannungsschwingbreiten besonders im Zustand II. Damit besteht die Gefahr von Ermüdungsbrüchen.

Bezüglich der Überwachung gibt es neben den klassischen zerstörenden Messverfahren solche aus der zerstörungsfreien Prüfung, die hier im Mittelpunkt des Interesses stehen. Die charakteristische Messgröße für solche Verfahren ist die Rissbreite bzw. die Rissdoppelamplitude in der Fuge unter Berücksichtigung der Temperaturgradienten. Sie erlaubt eine direkte Korrelation zwischen den Bewegungen der Rissufer gegeneinander und dem Verhalten des Spannstahls. Die Tragwirkung muss nicht zu Prüfungszwecken gestört

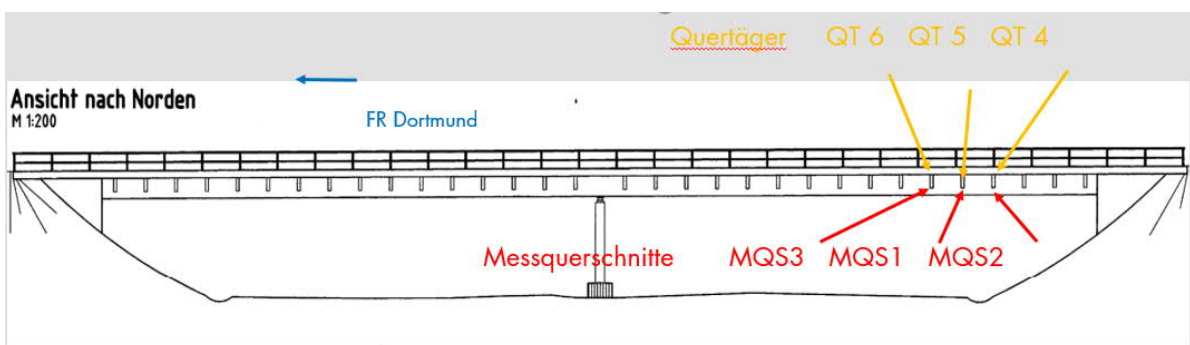
werden, allerdings gibt es kein einfaches Verfahren zur Beurteilung der Spannungsschwingbreite. Vielmehr muss versucht werden, die gemessenen Abweichungen des Grundmoments vom rechnerischen Grundmoment einer konservativen Berechnung zu erfassen, PENKA, 2003; SANIO, D., LÖSCHMANN, J., MARK, P. & AHRENS, M.A., 2018.

Die Wölfel - Abb. 2 zeigt das Messkonzept zur Überwachung der Koppelfuge auf der Spannbetonbrücke Alzey an insgesamt 6 Messquerschnitten. Die primäre Sensorik erfasst Strukturdehnungen, Schwingwege an den Koppelfugen und Beschleunigungen. Wegen der ausgeprägten Temperaturabhängigkeit müssen die Bauteiltemperaturen und die Lufttemperatur miterfasst werden. Ein Strahlungssensor und eine Videokamera vervollständigen das Set-up. Ergänzt wird die Sensorik auf allen Brücken durch einen oder mehrere Schaltschränke, die umfangreiche Verkabelung und durch eine geeignete Datenübertragung zu Wölfel nach Höchberg.

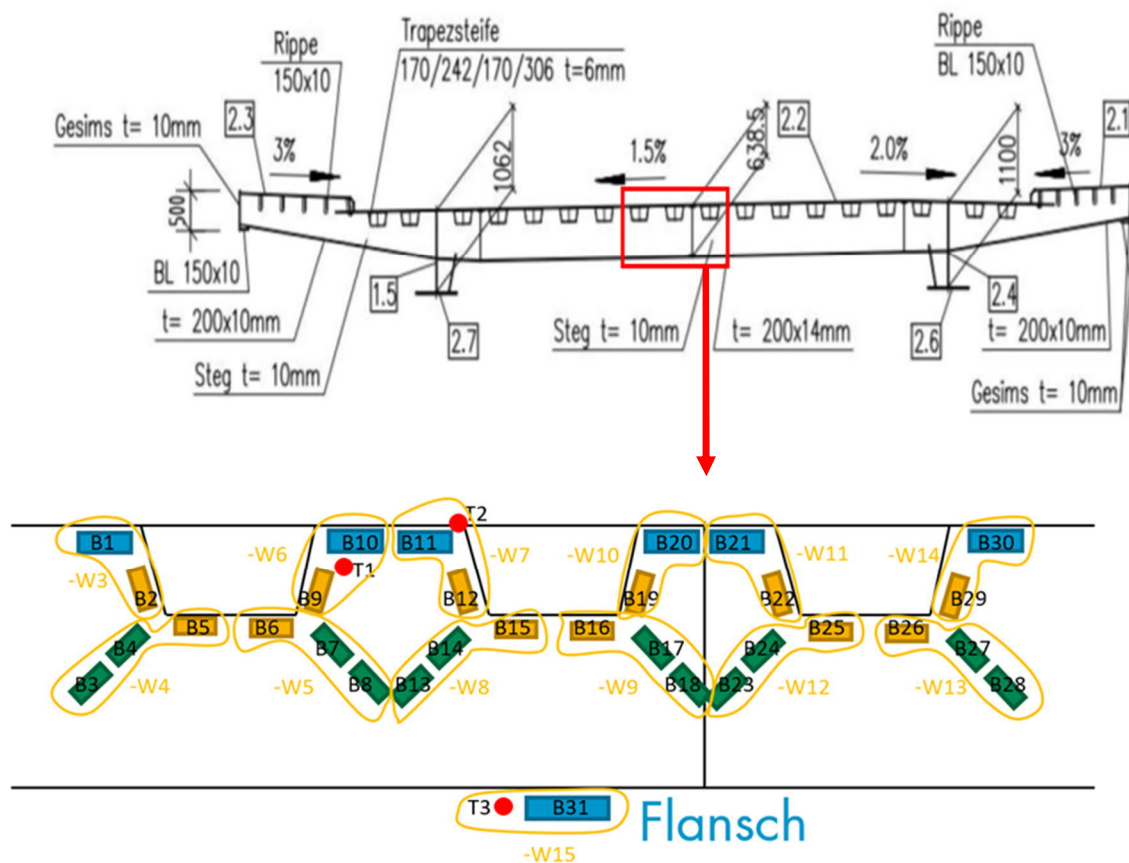
Auf Grund der grundsätzlich anderen Konstruktion von Stahlbrücken, einer durch ein anderes Schadensbild völlig anderen Überwachungsaufgabe und besonders wegen des linearen Materialverhaltens von Stahl im Unterschied zu Beton spielen im Cluster 2 Dehnungsmessungen mit Hilfe von DMS eine wesentlich wichtigere Rolle als bei Spannbetonbrücken, vgl. dazu Wölfel - Abb. 3, Wölfel - Abb. 4, Wölfel - Abb. 5, Wölfel - Abb. 6. In Cluster 2 treten die typische Schäden in Form von Rissen an Kreuzungspunkten von Längs- und Querträgern auf. Folglich hat die Detektion dieser Risse erste Priorität.



Wölfel - Abb. 3: Rissbildung an Bauwerken aus Cluster 2



Wölfel - Abb. 4: Querträger und Messquerschnitte an der Stahlbrücke Dortmund Unna



Wölfel - Abb. 5: Trapezzrinnen mit applizierten DMS je Messquerschnitt an der Stahlbrücke Dortmund-Unna, Legende siehe Wölfel - Abb. 4



Wölfel - Abb. 6: Instrumentierte Querträger 4 bis 6 an den Messquerschnitten 1 bis 3

Stahl-Bogenbrücken (Wölfel - Abb. 8) besitzen häufig die technischen Hauptmerkmale aus den Clustern 2, nämlich orthotrope Platten, und Hänger aus Cluster 3. Somit wurden für eine Brücke wie beim Datteln-Hamm-Kanal zwei unterschiedlich konfigurierte SHM-Systeme entwickelt.



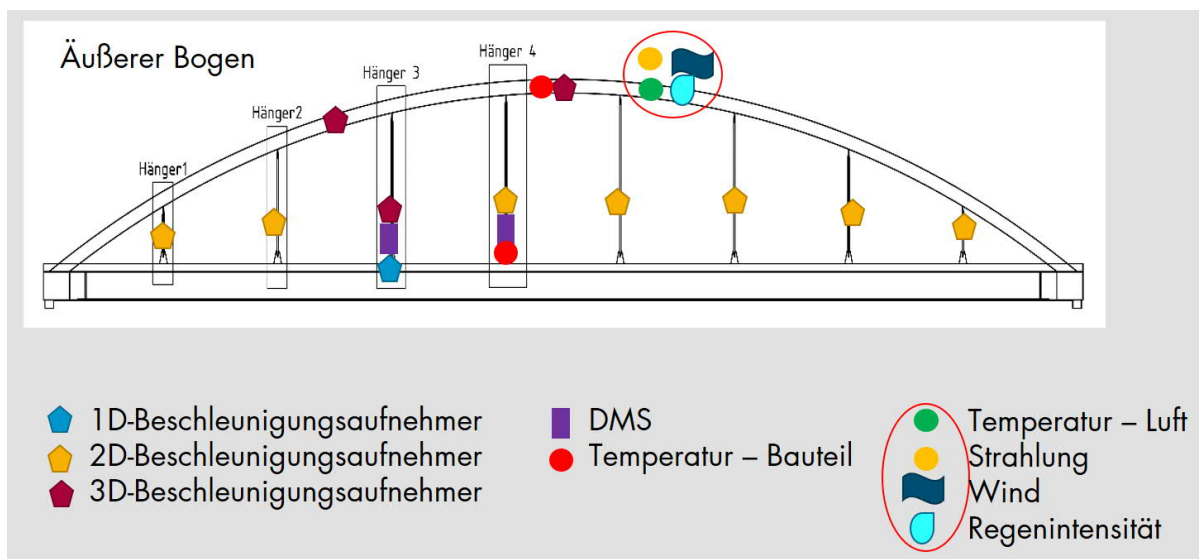
Wölfel - Abb. 7: Korrosionsschäden an Hängern der Brücke über den Datteln-Hamm-Kanal

Typische Schäden sind Korrosionsschäden an Anschlusspunkten der Hänger, Drahtbrüche, fehlende Beschichtung und Spannungsspiele in Folge von Ermüdung, vgl. Wölfel - Abb. 7.

Während das SHM-System für Hänger überwiegend auf 2D- und 3D-Beschleunigungsaufnehmer in Kombination mit wenigen DMS setzt, werden die orthotropen Platten vorrangig mit DMS überwacht.



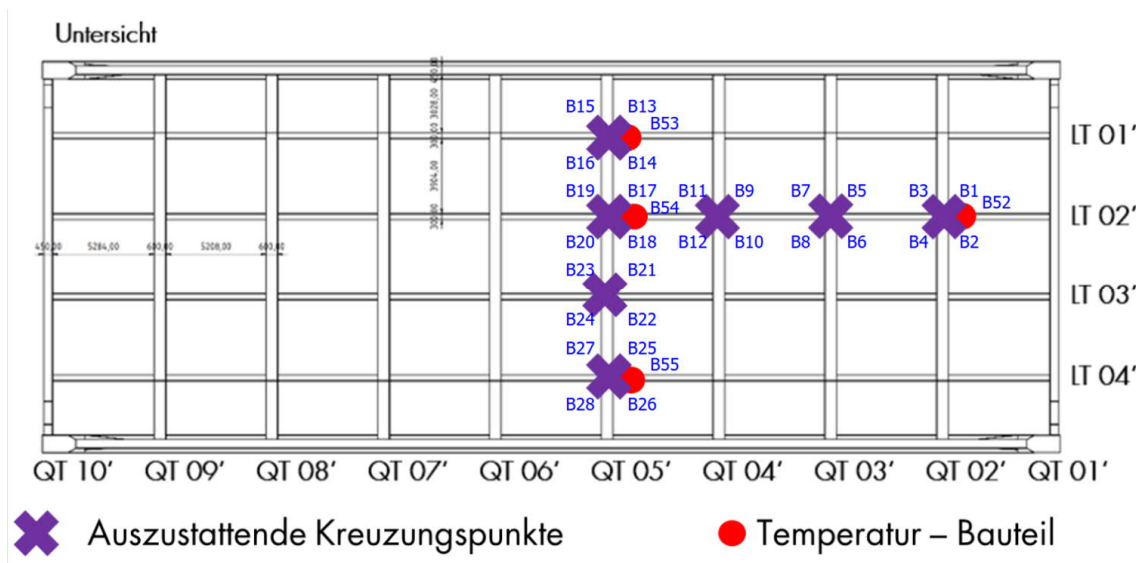
Wölfel - Abb. 8: Stahl-Bogenbrücke Datteln-Hamm, Blick auf den äußeren Bogen.



Wölfel - Abb. 9: Messkonzept für den äußeren Bogen der Brücke Datteln-Hamm, Cluster 3

Wölfel entwickelte in Zusammenarbeit mit den Partnern LAP und RWTH Aachen Messkonzept für alle drei konstruktiven Hauptmerkmale und leitete daraus Demonstratoren für SHM-Systeme ab. Insgesamt wurden 7 Brücken instrumentiert. Dabei wurden 8 konstruktive Hauptmerkmale überwacht.

Eingebettet in das qualitative Vorwissen des Ingenieurs und die eingangs durchgeführte Schwachstellenanalyse lieferte der kontinuierliche Strom von Rohdaten Informationen über die Strukturantworten. Neben dem Datenmanagement und der Weiterverteilung der Daten an die Projektpartner erfolgte eine erste statistische Auswertung im Hinblick auf PI und KPI und eine Eliminierung des Einflusses von Betriebs- und Umgebungsbedingungen, den sog. EOCs.



Wölfel - Abb. 10: Messkonzept für die orthotrope Platte an der Brücke Datteln-Hamm

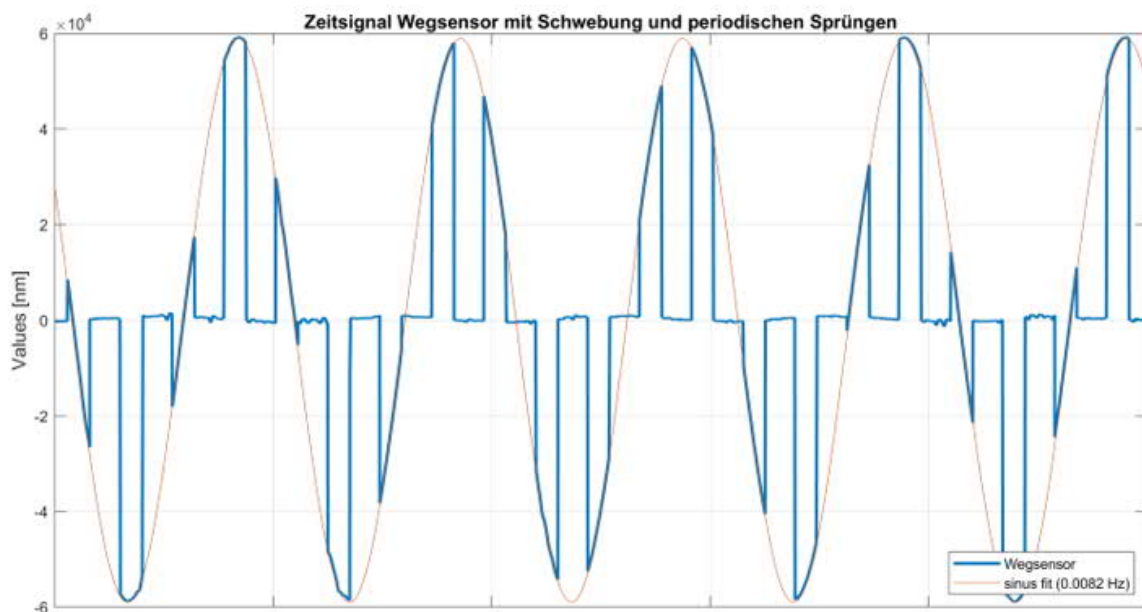
2. Instrumentierung der Brücken

Häufig mussten bei der Instrumentierung spezielle Gerätschaften eingesetzt werden, um alle gewünschten Regionen einer Brücke zu instrumentieren.



Wölfel - Abb. 11: Einsatz von Sondergerät zur Brückeninspektion und für die Instrumentierung

Der Schritt von der theoretischen Entwicklung der Messsysteme über den Aufbau auf dem Labortisch bis zur Instrumentierung einer Brücke mit mehr als 1.000 m Spannweite und dem erfolgreichen Betrieb des Demonstrators über längere Zeiträume war die Voraussetzung für das nachfolgende Datenmanagement und die Entwicklung einer standardisierten Auswertung. Der nicht triviale Weg war gepflastert mit einer Reihe von Herausforderungen. Einige Beispiele mögen das illustrieren. Die Rissüberwachung auf Brücken aus dem Cluster 1, vgl. dazu Wölfel - Abb. 12, lieferte Rohdaten mit zwei störenden Effekten. Die Signale der hochfrequenten induktiven Wegsensoren wiesen Schwebungen und Sprünge auf, die im Labor nicht nachgestellt werden konnten. Erschwert wurde die Problemlösung durch die Überlagerung der Effekte. Deshalb mussten Lösungsstrategien immer vor Ort entwickelt und umgesetzt werden.



Wölfel - Abb. 12: Zeitsignal der Wegsensorik mit Schwebungen und periodischen Sprüngen.

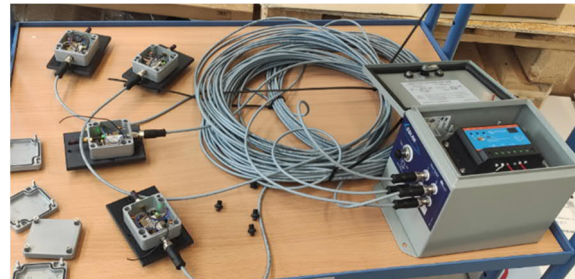
Die Schwebungen entstanden durch die Überlagerung von Schwingungen mit ähnlicher Frequenz auf Grund der Interferenz von Primär- und Sekundärspulensignal. Das Problem konnte durch eine Optimierung der Verkabelung behoben werden.

Die periodischen Sprünge im Signal waren auf ein Problem der neuartigen Messklemme zurückzuführen. Wölfel war der Erstanwender und dem Hersteller der Klemme war bis zu den Messungen in BrAssMan nicht bekannt, dass es zu einer Überhitzung und damit zu den Signalstörungen kommen konnte. Die Problemlösung bestand in einer zusätzlichen aktiven Kühlung der Messklemme.



Wölfel - Abb. 13: Messmimik zur Rissüberwachung an Stahlbetonbrücken aus Cluster 1

Als weiteres Beispiel sei die Übertragung und der Einsatz von Funksensorik genannt. Mit ihrer Hilfe sollte der Verkabelungsaufwand drastisch reduziert werden. Allerdings wurden diese Optimierungsbemühungen nach zwei Fehlversuchen abgebrochen. Für den ersten Versuch wurde Technik ausgewählt, die laut Datenblatt ideal geeignet gewesen wäre. Leider konnte der inzwischen insolvente Anbieter die vollmundigen Versprechungen seines Datenblatts nicht halten. Die Kommunikation war insgesamt instabil, ein automatisches Datenmanagement war unmöglich, Messwerte konnten nur auf der Brücke vor Ort erfasst werden, die übertragenen Messwerte waren lückenhaft und eine dauerhafte Fernüberwachung unmöglich!



Wölfel - Abb. 14: Funksensorik, links die Sensoren des Erstversuchs an einem Hänger, rechts Erprobung der Messkonfiguration im Labor

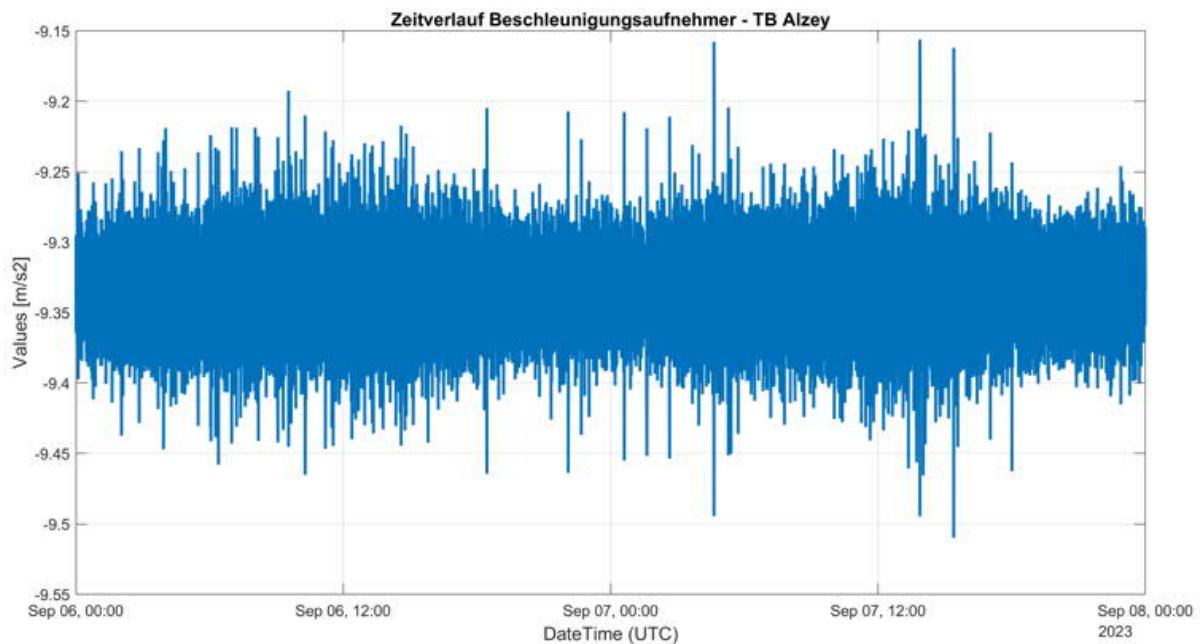
Beim zweiten Versuch wurde auf bewährtes Equipment zurückgegriffen. Mit der API-Schnittstelle konnte die automatisierte Datenabholung realisiert werden. Allerdings war der Aufwand für die finale Einrichtung der Sensorik sehr groß. Leider kommt es durch die Stahlstruktur der Brücken zu Störungen und Interferenzen, die einen zufriedenstellenden Funkbetrieb über längere Zeit verhindert haben. Deshalb wurde letztendlich auf die Datenübertragung per Funk verzichtet und die traditionelle Verkabelung umgesetzt.

3. Datenmanagement und Auswertung der Rohdaten

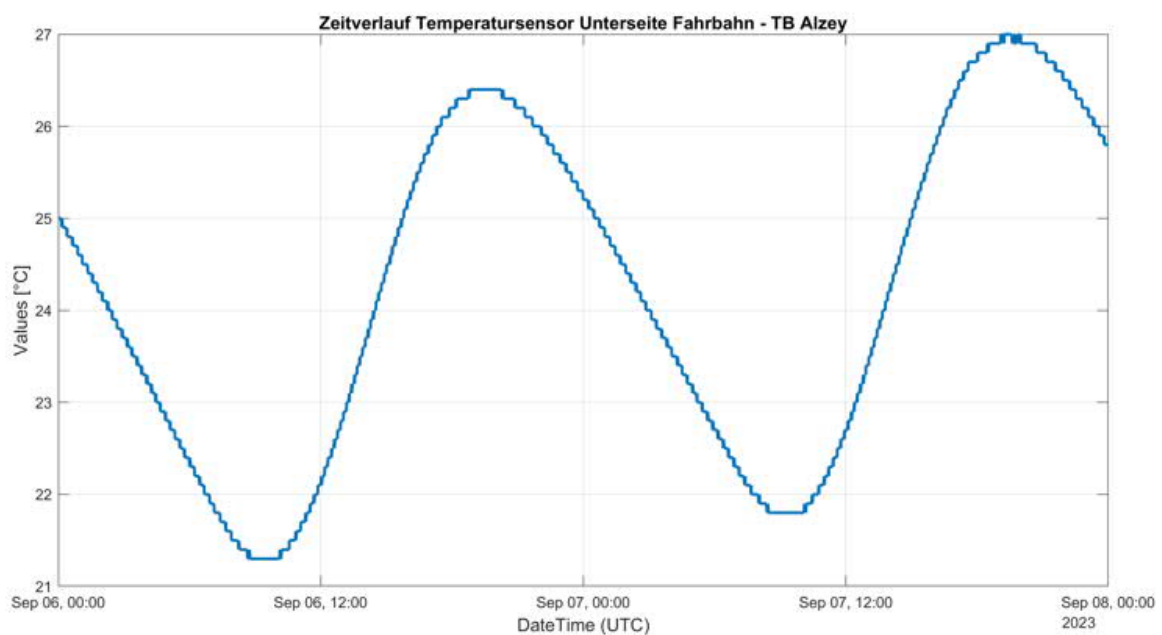
Am Beispiel von Cluster 1 werden das Datenmanagement und erste Auswertungen der Rohdaten im Hinblick auf KPIs dargestellt. Die folgenden Abbildungen Wölfel - Abb. 15 bis Wölfel - Abb. 19 illustrieren beispielhaften Messdaten zum Monitoring einer Rissdoppelamplitude auf der Brücke Alzey.

Die jeweils in der Mitte des Brückenfeldes angebrachten Beschleunigungsaufnehmer, vgl. dazu Wölfel - Abb. 2 und Wölfel - Abb. 15, dienen der Analyse der Brückendynamik im Frequenzbereich.

Auf großen, dem Wettergeschehen ausgesetzten Bauwerken muss immer die Temperatur an mehreren Positionen erfasst werden, vgl. dazu Wölfel - Abb. 2 und Wölfel - Abb. 16. Mit Hilfe dieser Werte werden Korrelationen hergestellt und der Temperatureinfluss kann kompensiert werden.



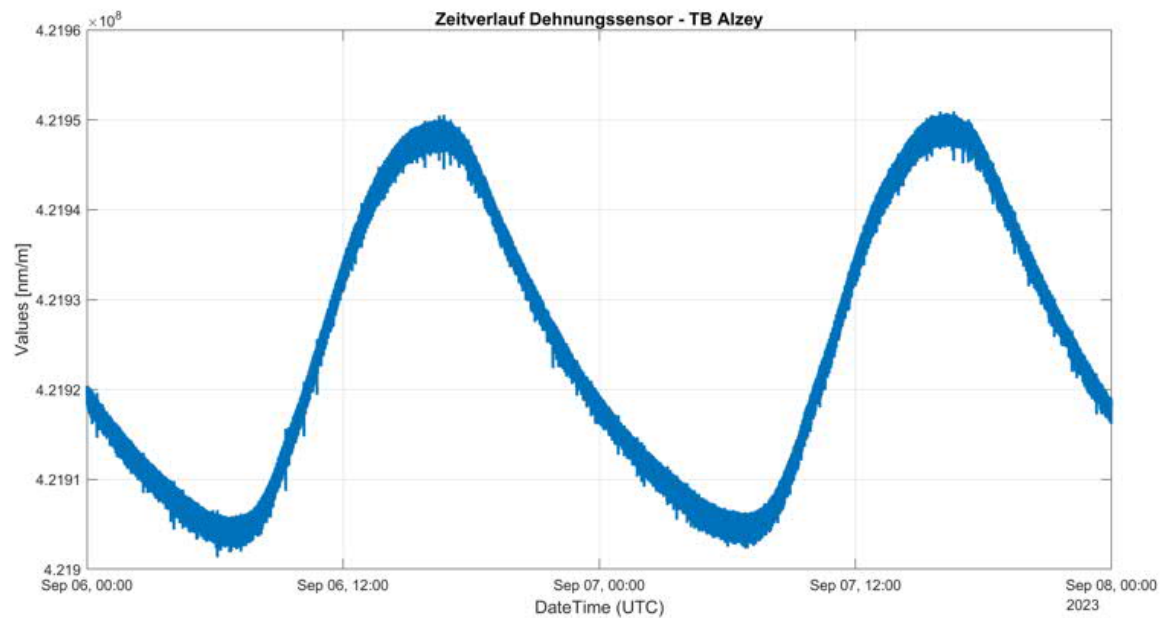
Wölfel - Abb. 15: Zeitverlauf der Beschleunigung auf der Brücke Alzey über drei Tage



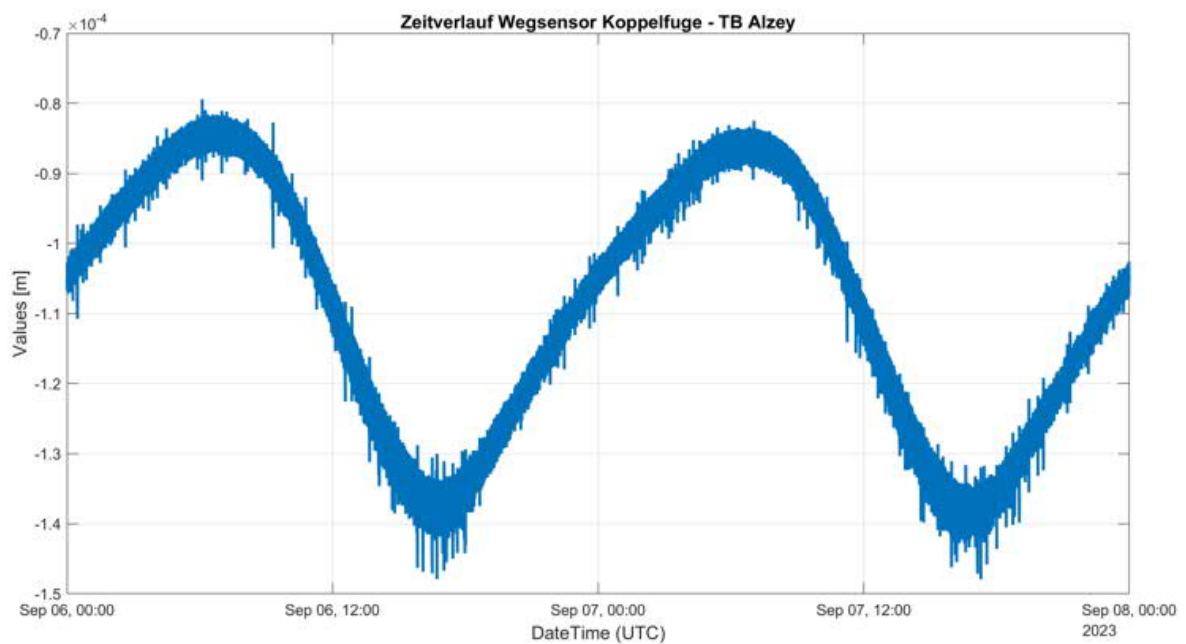
Wölfel - Abb. 16: Temperaturverlauf an der Fahrbahnunterseite auf der Brücke Alzey

Die in der Nähe der Beschleunigungssensoren applizierten Dehnungsmessungen, vgl. dazu Wölfel - Abb. 2, Wölfel - Abb. 13 und Wölfel - Abb. 17, werden zum Vergleich mit der induktiven

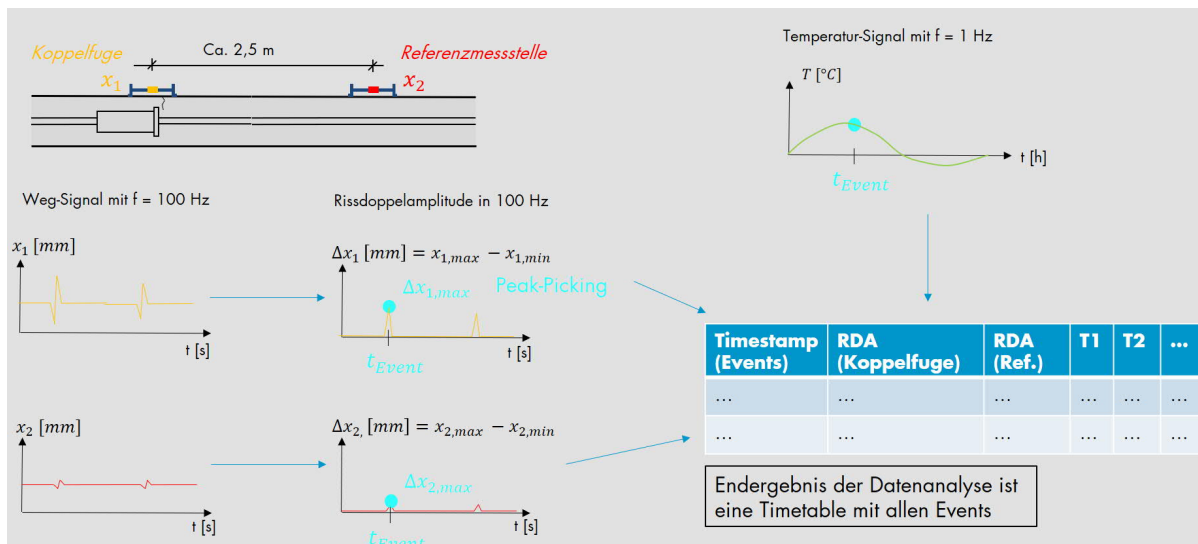
Wegsensorik an der Koppelfuge genutzt. Mit der Wegsensorik, vgl. dazu Wölfel - Abb. 2, Wölfel - Abb. 18 und Wölfel - Abb. 19, werden die Überfahrten erfasst und die Relativbewegungen der beiden Fugenufer zueinander. Zu jeder Messstelle an der Fuge gehört eine Referenzmessstelle ohne trennende Fuge. Das Endergebnis der Datenanalyse ist eine Tabelle mit allen Überfahrten bzw. Events und den zugehörigen übrigen Messdaten.



Wölfel - Abb. 17: Zeitverlauf der Dehnungssensorik an der Brücke Alzey

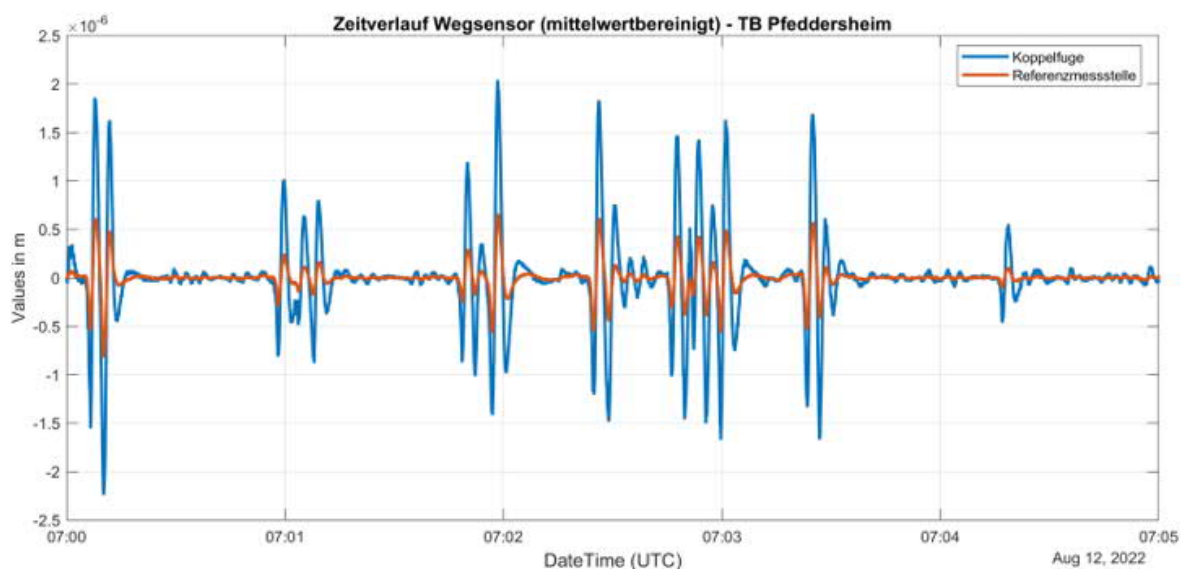


Wölfel - Abb. 18: Zeitverlauf der Wegsensorik an der Koppelfuge auf der Brücke Alzey



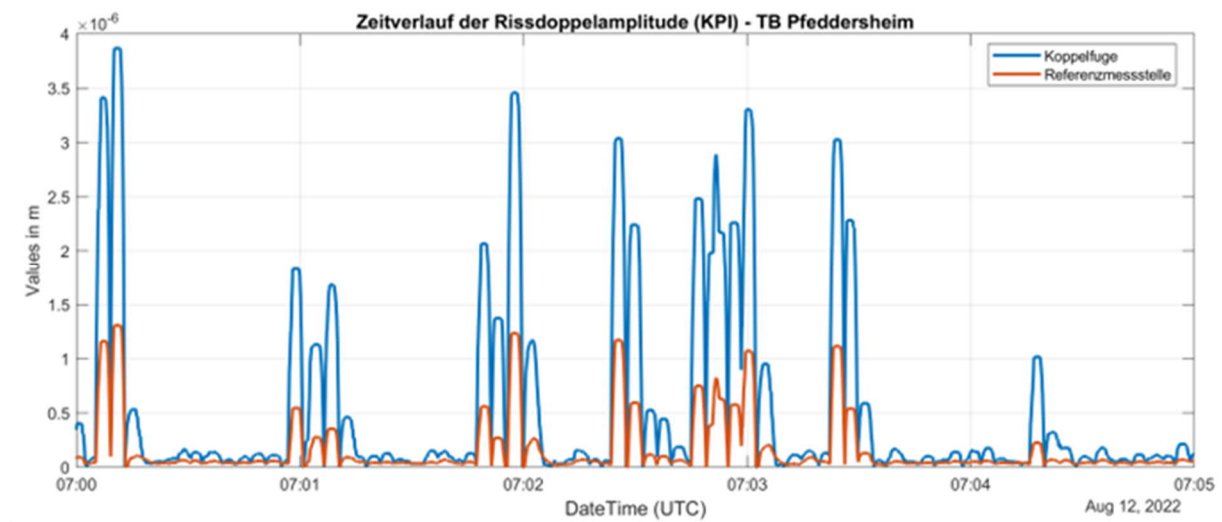
Wölfel - Abb. 19: Instrumentierung zur Untersuchung der Rissdoppelamplitude

Nachfolgend sei am Beispiel eines Zeitverlaufs von der Brücke Pfeddersheim die Berechnung der Rissdoppelamplituden dargestellt. Die unterschiedlich großen Amplituden zeigen die Passage verschieden schwerer Fahrzeuge an. Erwartungsgemäß ist die Amplitude an der Koppelfuge wesentlich höher als an der zugehörigen Referenzmessstelle, Wölfel - Abb. 20.



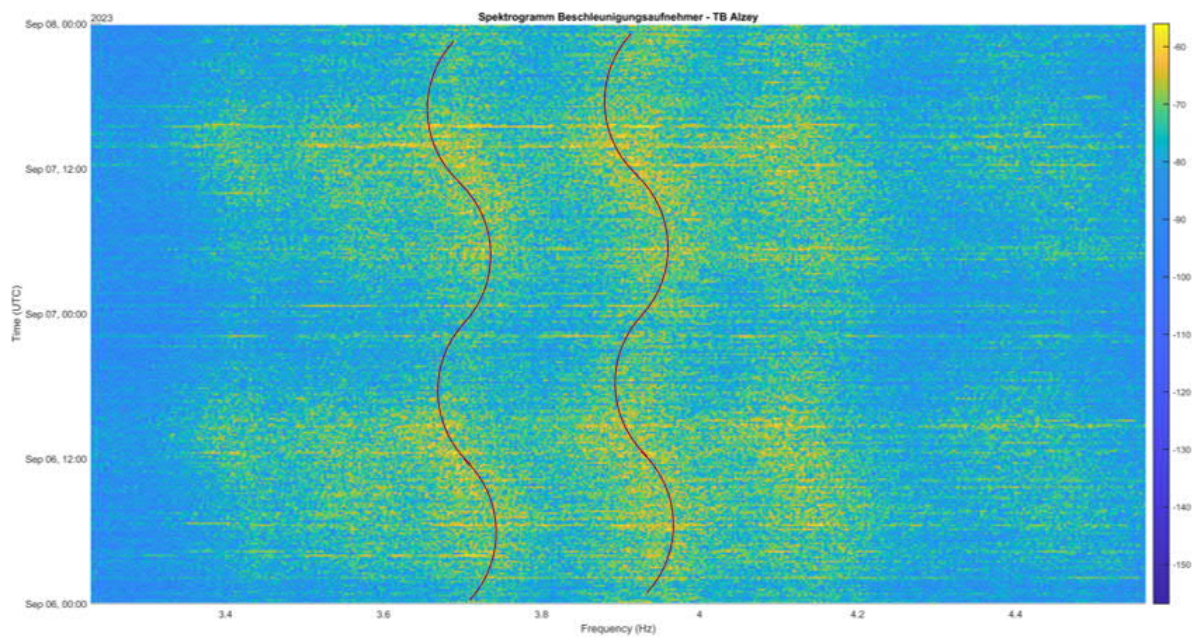
Wölfel - Abb. 20: Zeitverläufe an Koppelfuge und zugehöriger Referenzmessstelle auf der Brücke Pfeddersheim.

Für die zuvor detektierten Überfahrten (Events) wird die Rissdoppelamplitude berechnet, vgl. Wölfel - Abb. 21. Die Werte werden in einer Datenbank abgelegt und an die Forschungspartner und die Brückenbetreiber verteilt. Bei avato erfolgt auf dieser Grundlage die Visualisierung im Dashboard.



Wölfel - Abb. 21: Berechnung der Rissdoppelamplitude

Die in Form eines Spektrogramms aufbereiteten Daten von Beschleunigungsaufnehmern, vgl. Wölfel - Abb. 22, geben Auskunft über die zeitlichen Veränderungen der Brückeneigenfrequenz in Folge der Tag-/Nachtschwankungen der Temperatur.



Wölfel - Abb. 22: Mit Daten der Beschleunigungsaufnehmer erzeugtes Spektrogramm der Brücke Alzey lässt den Tag-Nacht-Rhythmus des Temperaturgangs erkennen.

Voraussetzung für das langfristige, professionelle Monitoring von Brücken ist die ständige Überprüfung der einlaufenden Rohdaten auf ihre Plausibilität. Sensorfehler müssen erkannt werden und es muss eine automatische Alarmierung erfolgen, wenn z.B. der Datenfluss abreißt, zu wenig Speicherplatz vorhanden ist oder Probleme mit der CPU entstehen.

2.1.3 Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Die Aussichten auf eine wirtschaftliche Verwertung sind allein schon angesichts des großen Brückenbestandes gut. Allerdings steht am Ende des Projekts BrAssMan weder eine fertig entwickelte Methodik noch ein marktreifes SHM-System. Vielmehr wurden wichtige Schritte in Richtung auf die eingangs genannten Ziele getan. Eine Weiterarbeit an den begonnenen Untersuchungen wäre sehr wünschenswert. Dies könnte in einem Konsortium bzw. in einem Forschungsprojekt ähnlich BrAssMan angegangen werden, in dem die Messdaten aus den drei Clustern zur Verfügung stehen sollten.

Standardisierte Monitoringsysteme und die zugehörige, auf der Bewertung von KPIs fußende Methodik können die Grundlage für ein neues Konzept des Asset Managements werden.

Zunächst sind die wertvollen Erfahrungen zu nennen, die bei der Planung und vor allem bei der Umsetzung der Planungen gemacht wurden. Das betrifft gleichermaßen den Erfahrungsgewinn bezüglich der Instrumentierung als auch die Qualität von Messdaten und ihre Zuverlässigkeit. Damit sind erste Blaupausen für die Entwicklung von standardisierten Monitoringsystemen für Koppelfugen, orthotrope Platten und Hänger auf Spannbeton-, Stahl- und Bogenbrücken entstanden und es sind kontinuierliche Messungen über lange Zeiträume durchgeführt worden. Sie ermöglichen eine Beurteilung der Umwelteinflüsse und stellen eine für statistische Aussagen hinreichende Datenmenge (big data) dar, die zur Kalibrierung der KPI genutzt werden kann. Nicht zuletzt ist die Datenmenge ein idealer Ansatzpunkt für die Entwicklung von KI-Methoden. Zu nennen wären hier die Stichworte White-, Grey- und Blackboxmodell und supervised bzw. deep learning.

2.2 avato consulting AG

Feingliederung des Beitrags von avato

Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Datenmanagement
 - 1.1. Anforderungen an die Datenmanagement-Plattform
 - 1.2. Datengrundlage und Datenmodell
 - 1.3. Integration der Messdaten, Datenübertragung, Edge Computing, Programmier- und Datenschnittstellen
 - 1.4. Analytische Services
2. Dynamische Visualisierung
 - 2.1. Auswahl Visualisierungstool
 - 2.2. Erstellung der Dashboards (Modellierung, Umsetzung)
 - 2.2.1. Hana Datenbank
 - 2.2.2. Entwicklungsumgebung XS Advanced
 - 2.2.3. SAP Analytics Cloud (SAC)
3. Beschreibung Dashboards
 - 3.1. Cluster 1
 - 3.1.1. Überblick (Landing Page)
 - 3.1.2. Detailansicht Schadensberechnung
 - 3.1.3. Datenqualitätsmonitoring
 - 3.2. Cluster 2
 - 3.2.1. Überblick (landing page)
 - 3.2.2. Detailansicht Schadensberechnung
 - 3.3. KPI Optimierung
 - 3.3.1. Dynamische KPIs
 - 3.3.2. KPI Framework
 - 3.3.3. Schadensberechnung am Beispiel der Koppelfugen (Cluster 1)
 - 3.3.4. Prognosemodelle
 - 3.3.5. Einsatz von KI/Algorithmik

Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Avato war im Forschungsprojekt für die Erstellung einer gemeinsamen Datenmanagementplattform verantwortlich (AP 2.3 Datenmanagement). Ziel des Arbeitspakets war es, eine einheitliche Plattform für alle Anwender zu erstellen. Diese Plattform beinhaltet Werkzeuge zur Datenintegration, semantischen Integration, unterschiedliche Analyse- und Programmierertools, analytische Services, Werkzeuge für den Einsatz von KI und Algorithmik,

Zugriffsmöglichkeiten auf die Mess- und Brückendaten, dynamische KPIs und dynamische Visualisierung. Es wurde eine solche Plattform entwickelt und zur Verfügung gestellt. Für die assoziierten Partner wurde eine Demoversion der Dashboards erstellt, die mögliche Nutzen wie Monitoring des Brückenzustands und Monitoring des Messsystems vorstellt.

Des Weiteren wurde im Rahmen des Arbeitspakets 3.4 (KPI Optimierung) eine einheitliche Präsentation der wesentlichen Ergebnisse in Form von Key Performance Indikatoren im Rahmen eines dezidierten KPI Frameworks erarbeitet. Dabei stand die Entwicklung einer dynamischen Visualisierung der Kennzahlen im Vordergrund. Außerdem wurden brückenübergreifende Optimierungen und Vereinheitlichung der Kennzahlen vorgenommen.

Neben diesen Aufgaben war avato im Projektkonsortium unterstützend bei Fragen zu Datenanalyse und Umsetzung von IT Thematiken tätig.

2.2.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Die relevanten wissenschaftlichen und technischen Fortschritte zum Aufbau und Bereitstellung einer Datenmanagement-Plattform liegen einerseits im Bereich des maschinellen Lernens und künstlicher Intelligenz sowie andererseits in den Prozessen zur Datenverarbeitung. Avato bringt hierfür bereits eine hohe Kompetenz aus anderen Geschäftsfeldern mit.

Außerdem beginnt mit Edge-Computing ein neues Feld zur Datenverarbeitung. Edge Computing bringt Rechenleistung näher an den Ort der Datenquelle. Dies verbessert die Verarbeitungs-geschwindigkeiten und reduziert Latenzen, was besonders wichtig für Anwendungen wie das Internet der Dinge, IoT ist.

Es ist wichtig zu betonen, dass die IT-Branche sehr dynamisch ist und neue Entwicklungen auch im Laufe der langen Projektlaufzeit aufgetreten sind. Daher war es sehr relevant, kontinuierlich aktuelle Informationen über den wissenschaftlichen und technischen Stand in der IT zu erhalten und in die Datenmanagement-Plattform einzubringen.

2.2.2 Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Datenmanagement (AP 2.3)

Ziel des Arbeitspakets 2.3. Datenmanagement war die Entwicklung und Bereitstellung einer gemeinsamen Datenmanagement- und IT-Anwendungs-Lösung für BrAssMan. Diese Plattform sollte die Basis für die Speicherung, Verarbeitung und Präsentation der im Projekt anfallenden Daten sein. Dies umfasst neben den Messdaten auch Stammdaten und Umgebungsdaten sowie die daraus entstanden Key Performance Indikatoren. Neben der Datenhaltung stand auch die Bereitstellung von Werkzeugen zur Analyse, Datenverarbeitung, Algorithmik und künstlicher Intelligenz sowie zur Visualisierung im Fokus. Außerdem wurden die gängigen Werkzeuge, die für eine Entwicklungs- und Laufzeitumgebung notwendig sind, bereitgestellt. Im Folgenden sollen die Hauptaspekte der Plattform vorgestellt werden.

1.1. Anforderungen an die Datenmanagement-Plattform

Die Datenmanagement-Plattform wurde in Bezug auf die definierten Anforderungen konzipiert und sollte allen Nutzergruppen zur Verfügung stehen. Die Anforderungen lauteten:

- Zentrale Datenhaltung für Messdaten, KPIs, Umgebungsdaten, Stammdaten
- Flexible Datenintegration, Semantische Integration

- Analysewerkzeuge
- Entwicklungsumgebung für Analysemodelle (KI)
- Laufzeitumgebung für Analysemodelle (KI)
- Anwendungen für Endanwender:
 - o Visualisierungstools
 - o Schnittstellen zum Datenzugriff
- Aktueller technischer Stand

Als Nutzergruppen wurden sowohl die Projektpartner als auch die assoziierten Partner festgelegt. Den Projektpartnern sollte ein voller Datenzugriff und -ablage gewährt werden. Außerdem sollte die Möglichkeit bestehen, ingenieurstechische und datengetriebene (ML/KI) Modelle auf der Plattform zu entwickeln und auszuführen. Für die assoziierten Partner wurde Zugriff auf die Ergebnispräsentation der eigenen Brücken eingerichtet.

Die Plattform sollte einerseits als zentraler Datenspeicher fungieren. Alle im Projekt relevanten Daten wurden an einer Stelle abgelegt und verknüpft.

Allen Projektpartnern wurde Zugriff auf die Daten eingerichtet, vorzugsweise in Form von Schnittstellen nach aktuellem technischem Stand (APIs). Diese ermöglichen einen direkten Zugriff innerhalb der Auswertetools auf die gewünschten Daten inklusive Vorverarbeitung und lösen damit die veraltete Methode ab, einzelne große Dateien zu versenden und lokal zu speichern.

Es stand außerdem im Vordergrund, dass insbesondere die Endanwender keine Software installieren müssen. Der Zugriff auf die Daten und die Ergebnisse, insbesondere im Rahmen der Visualisierung sollte über Browser und die Cloud funktionieren.

Die Grundlage für die Datenmanagement-Plattform bildete das Avato Advanced Analytics Framework, das seitens avato für das Projekt zur Verfügung gestellt und für die neuen Projektanforderungen adaptiert wurde. In diesem Rahmen kam es zu maßgeblichen Entwicklungen zur Erweiterung der Plattform, beispielsweise seitens der Werkzeuge für die Datenintegration.

Die Datenmanagement-Plattform wurde im Hinblick auf den Projektverlauf so entwickelt, dass sie den wachsenden Anforderungen genügt, flexibel und erweiterbar sein konnte. Dies bedeutet, dass zunächst eine Basisversion erstellt wurde, die in der ersten Ausbaustufe die Brückenstammdaten aus SIB Bauwerke integrierte und visualisiert. Damit konnte unterstützend zur Auswahl der Cluster beigetragen werden. Nach erfolgreicher Installation der Messsysteme kamen die Messdaten sowie die nötigen Werkzeuge zur Datenintegration hinzu. Schließlich wurden aus den Messdaten, Umgebungsdaten und Analysemodellen Key Performance Indikatoren berechnet. Die dazu nötigen Auswertewerkzeuge wurden ergänzt. Schließlich ist eine vollumfängliche Datenmanagement-Plattform entstanden, die von der Integration bis zur Visualisierung der Ergebnisse alle Anforderungen des BrAssMan Projekts erfüllen konnte.

1.2 Datengrundlage und Datenmodell

Um die verschiedenen Daten im Projekt verwenden zu können, war es zunächst nötig, ein einheitliches Datenmodell aufzustellen. Ein Datenmodell stellt die Struktur und Beziehung der Daten in einem Informationssystem dar und ist entscheidend für eine reibungslose Datenverwaltung und -analyse. Es dient als Grundlage für die Speicherung, Verarbeitung und Abfrage von Daten.

Für die Entwicklung eines effektiven Datenmodells ist es einerseits wichtig, klare Anforderungen für die zu erfassenden Daten und die relevanten KPIs festzulegen, um sicherzustellen, dass das Datenmodell die Anforderungen für die Auswertung erfüllt. Dies umfasst Aspekte wie Datenqualität, Genauigkeit, Aktualität und Umfang. Andererseits bringen die verschiedenen Datenquellen ebenfalls Anforderungen mit, die im Datenmodell berücksichtigt werden müssen.

Ein übergreifendes Datenmodell muss in der Lage sein, alle relevanten Datenquellen zu integrieren. Bei der sogenannten semantischen Integration werden Begriffe und Konzepte aus unterschiedlichen Quellen so angepasst, dass sie einheitlich und verständlich sind.

Außerdem gilt es, abweichende Formate zu vereinheitlichen. Dies ist insbesondere relevant, um Daten aus verschiedenen Quellen zu verknüpfen. Nur durch eine eindeutige und korrekte Verknüpfung können Messdaten automatisiert durch die jeweiligen Stammdaten ergänzt werden. Hieraus kann ein entscheidender Mehrwert für die Analyse entstehen bzw. ist teilweise sogar Voraussetzung hierfür.

In diesem Kontext seien BIM Modelle genannt. Bei BIM Modellen liegt die Brücke bzw. das Bauwerk bereits als digitaler Zwilling vor und ist im Bestfall durch eine einheitliche Taxonomie strukturiert. Diese gibt u.a. eine hierarchische Anordnung der Bauteile vor. Eine Verknüpfung von Stammdaten, Prüfdaten und Messdaten ist somit bei einem vollständig definierten BIM Modell trivial. Allerdings stecken die Standardisierung und flächendeckende Einführung von BIM Modellen noch in den Kinderschuhen. Für die ausgewählten Brücken im Projekt standen leider keine BIM Modelle zu Verfügung.

Das entwickelte Datenmodell wurde mittels eines Datenbanksystems, das die zentrale Einheit der Datenmanagement-Plattform darstellt, implementiert. Dies umfasste die Erstellung von Tabellen, Definition von Beziehungen, Festlegung von Schlüsseln und anderen relevanten Elementen.

Folgende Datenquellen wurden identifiziert und im Laufe des Projekts in die Datenmanagement-Plattform integriert:

- Brückenbestandsdaten (Brückenstammdaten SIB, Bilder, Zustandsberichte, etc.)
- Messdaten (hochfrequent, verschiedene Formate)
- Umgebungsinformationen der Clusterbrücken (Modellparameter)
- Wetter
- Verkehr
- Modellparameter
- Kennzahlen (PI/KPI)
- Daten aus anderen Projekten (mCloud)

Die Brückenbestandsdaten wurden aus der SIB Bauwerke Datenbank extrahiert und ergänzten die relevanten Stammdaten der Brücken. Diese beinhalteten neben den klassischen Merkmalen einer Brücke wie Baujahr, Typ, Länge, Breite, etc. auch Informationen wie die exakte Straßenlage und Position (GPS-Koordinaten), die für die Verknüpfung der Verkehrs- und Wetterdaten nötig sind. Außerdem wurden die Zustandsnoten eingefügt, die für die Clusterung und Auswahl der Brücken und als potentielle Eingangsgröße für die Analysen verwendet werden konnten. Des Weiteren kamen historische Bau- und Prüfungsdaten hinzu, wie Baupläne, Fotos, Schädigungsdokumentationen etc. Diese stellten besondere Anforderungen an die Integration in die Plattform dar, da diese teilweise als Scans bzw. Bilder vorlagen und damit nicht maschinell und automatisiert lesbar sind und eine gesonderte Behandlung benötigen.

Zentraler Bestandteil der Daten sollten die Messdaten werden. Hierzu war es nötig zunächst zu definieren, in welcher Granularität und in welchem Format diese aufgenommen werden und was für die weitere Verarbeitung notwendig ist. Die Messsysteme aus dem BrAssMan Projekt nehmen hochfrequente Daten auf, die einen besonders hohen Speicherbedarf haben und zu langen Rechenzeiten in der Auswertung führen. Große Datenmengen bedürfen außerdem einer speziellen Auswertung, die die Dateien chargenweise öffnet und weiterverarbeitet und die relevanten Informationen entnimmt. Es wurde daher entschieden, dass die Rohdaten zunächst gespeichert und mit eigener Auswertelogik vorverarbeitet werden. Abhängig davon, zu welchem Cluster die Brücke gehört, werden die Messdaten unterschiedlich ausgewertet. Bei Cluster 1 beispielsweise wurden aus den Rohdaten zunächst Ereignisdaten für einzelne Überfahrten über die Messstellen extrahiert. Diese sind im Speicherbedarf deutlich geringer und enthalten außerdem nur Informationen, die für die Auswertung benötigt werden. Diese Daten wurden in die Datenmanagement-Plattform vollumfänglich integriert. Außerdem wurden Diagnosedaten, die den Zustand des Messsystems monitoren, ebenfalls übertragen.

Für die Modellierung der Key Performance Indikatoren wurden weitere Umgebungsinformationen betrachtet. Dazu zählen einerseits Verkehrsdaten in unterschiedlicher Granularität, beispielsweise historische Daten sowie aktuelle Zählstellen in Brückennähe, und Wetterdaten. Letztere spielten schlussendlich keine Rolle in der Modellierung, da die an den Brücken verbaute Sensorik für Temperatur und Sonneneinstrahlung für die Auswertung genügte.

Des Weiteren wurde vorgesehen, verschiedene Modelle in die Plattform zu integrieren, die für die Berechnung der Key Performance Indikatoren notwendig sind. Als Grundlage dafür wurden die brückenspezifischen Modellparameter in die Datenbank eingepflegt und verknüpft.

Die Key Performance Indikatoren bzw. deren Berechnungsvorschriften werden ebenfalls in der Plattform abgelegt. Hier erfolgt jedoch eine dynamische Berechnung im Rahmen des KPI-Frameworks (siehe unten), sodass die eigentlichen Zahlenwerte nicht direkt abgelegt werden. Diese werden für die Ergebnispräsentation interaktiv und aktuell erzeugt.

Schließlich wurde vorgesehen, weitere Daten aus anderen Forschungsprojekten sowie der mCloud in die Plattform aufzunehmen. Die nötigen Konnektoren zum Abruf der Daten waren bereits vorgesehen. Letztendlich konnte jedoch kein Datensatz identifiziert werden, der für die Auswertung Relevanz hatte.

1.3 Integration der Messdaten, Datenübertragung, Edge Computing, Programmier- und Datenschnittstellen (APIs)

Leider ist es zu Verzögerungen im Projektplan gekommen und die Messsysteme konnten erst verspätet an den Brücken installiert werden. Aufgrund dessen wurde die Integration von Messdaten zunächst vorbereitet. Nachdem keine echten Daten zur Verfügung standen, wurden für die Entwicklung Testmessstationen verwendet, auf deren Basis eine Pilotlösung entwickelt wurde. Im weiteren Verlauf wurde diese Lösung auf die tatsächlichen Messsysteme überführt.

Für die Anbindung der Messsysteme, sogenannte Edgesysteme, und die Übertragung der Messdaten in die zentrale Plattform wurde eine dezidierte Softwarekomponente entwickelt. Folgende Anforderungen standen bei der Entwicklung im Vordergrund:

- Edgeprozessierung
 - o Anbindung des Messsystems für hochfrequente Daten an lokale Edge-Processing-Unit
 - o Vorverarbeitung der hochfrequenten Rohdaten direkt an Brücke

- o Übertragung der aggregierten Daten in zentrale Plattform
- o Updatefunktion: Anpassung der Verarbeitungsschritte, z.B. Einspielen neuer Kalibrationen
- Zentrales Management
 - o Einheitliche, automatisierte Anbindung der verschiedenen Brücken-messsysteme
 - o Konsistente, reproduzierbare Konfiguration
 - o Automatisiertes Monitoring und effiziente, schnelle Problembehandlung
 - o Skalierbarkeit auf viele Brücken (Edge-Processing-Units)
 - o Verfügbarkeit und Verlässlichkeit der einzelnen Systeme aus Sicht der Plattformsteuerung

Die hierfür entwickelte Pilotlösung konnte diese hohen Anforderungen vollständig erfüllen. Die Lösungskomponente enthält viele neuartige Ansätze, die in dieser Form bei der Anbindung von Edgesystemen bisher nur selten bis nie Anwendung gefunden haben. Dabei wurde auf State-of-the-Art Technologie gesetzt, u.a. basiert sie auf der Open-Source-Lösung Kubernetes.

In Zusammenarbeit mit Wölfel wurde ein Testkonzept auf der Testmessstation entwickelt, an dem die Lösungskomponente verprobt werden konnte. Dazu wurde im Labor ein virtuelles Messsystem aufgebaut. Mit diesem System konnte die Lösung erfolgreich getestet werden.

Nach erfolgreicher Installation der Messsysteme konnte die Softwarekomponente für die Übertragung und Integration der Messdaten eingesetzt werden. Der Projektpartner Wölfel, der die Instrumentierung der Brücken aus Cluster 1 übernommen hat, stellte verschiedenen Datenobjekte zur Verfügung. Es wurden verschiedene Datenobjekte für die Übertragung ausgewählt: Ereignisdaten mit Rissdoppelamplituden zu den einzelnen Überfahrten über die Koppelfugen, Qualitätsdaten, die den Zustand der Messsysteme monitoren sowie statistische Kenngrößen.

Bei den Messdaten aus den beiden anderen Clustern 2 und 3 war eine volle Installation der beschriebenen Lösungskomponente zur Datenanbindung nicht mehr zweckmäßig. Hier haben sich die Installation und die grundlegenden ersten Auswertungen so weit verzögert, dass eine Anbindung erst kurz vor Projektende möglich gewesen wäre. Es wurde daher entschieden, zweckmäßig vorzugehen und einen direkten Upload der Daten in die Plattform vorzunehmen. Dies ermöglichte es uns in der verbleibenden kurzen Zeit, dennoch einen Prototyp für die Visualisierung von Cluster 2 zu erstellen.

1.4 Analytische Services

Im Rahmen der Datenanalyse wurden einige kleine analytische Services und Nebenergebnisse zu verschiedenen Aufgaben im Projekt entwickelt. An dieser Stelle soll ein kurzer Überblick gegeben werden. Die wesentlichen Services werden an anderer Stelle ausführlicher beschrieben.

- Brückenauswahl, Clustering: Visualisierungen des Datenbestands, Zugriff auf Brückenmerkmale für Projektpartner
- Zustandsnoten: Analyse der Zustandsnoten und deren Entwicklung, Prüfung auf Einsatz von KPIs innerhalb der Zustandsbewertung.

- Verkehrshistorie und -prognose: Anbindung, Aufbereitung, Verknüpfung und Verbesserung der verschiedenen Datenquellen von historischen Verkehrsdaten sowie Prognosemodellen, Tests mit Graph Analytics.
- Datenqualität/Monitoring: Analyse und Visualisierung der Datenqualität, Entwicklung von interaktiven Dashboards
- Kalibration der Messdaten: Auswertung von datengetriebenen Ansätzen zur Ableitung von Phasenübergängen (Spannungsschwingbreite gegen Temperaturgradient)

2. Dynamische Visualisierung

Für die Visualisierung der Key Performance Indikatoren und der erhobenen Daten sollte ein Business Intelligence (BI)-Tool eingesetzt werden. Eine gemeinsame, einheitliche und interaktive Anwendung sollte die erzielten Ergebnisse prägnant und aktuell darstellen. Auf das Erstellen von statischen Reports sollte dagegen verzichtet werden. Dieses Vorgehen entspricht dem aktuellen Stand der Technik.

In diesem Teil des Berichts wird zunächst auf die technischen Grundlagen der Visualisierung eingegangen. Im Anschluss werden die Ergebnisse für Cluster 1 und 2 vorgestellt.

2.1 Auswahl Visualisierungstool

Bei der Auswahl eines geeigneten Business Intelligence (BI)-Tools wurden unter anderem folgende Faktoren berücksichtigt: Die Analyse von Anforderungen und Zielen stand im Mittelpunkt, um die spezifischen Bedürfnisse des Forschungsprojekts zu identifizieren, einschließlich der gewünschten Einblicke und Funktionen. Ein besonderes Augenmerk lag auf der Benutzerfreundlichkeit, um sicherzustellen, dass Projektmitglieder ohne technische Fachkenntnisse das Tool problemlos nutzen können. Die Integration von Datenquellen war ein zentraler Aspekt, damit das BI-Tool nahtlos mit den vorhandenen Systemen und Datenquellen im Forschungsprojekt zusammenarbeiten konnte. Das Vorhandensein umfangreicher Visualisierungsfunktionen war entscheidend, um Daten leicht interpretieren und aussagekräftige Einblicke gewinnen zu können. Die Skalierbarkeit und Zukunftsfähigkeit des Tools waren wichtige Kriterien, um sicherzustellen, dass es mit dem Fortschritt des Forschungsprojekts mithalten konnte. Die Sicherheit des BI-Tools war ein weiterer entscheidender Aspekt, der robuste Sicherheitsfunktionen erforderte, um sensible Projektdaten zu schützen. Die Verfügbarkeit von Support und Schulungsmaterialien wurde berücksichtigt, um sicherzustellen, dass Projektmitglieder bei Bedarf Unterstützung erhalten und sich schnell in das Tool einarbeiten können. Die Kosten und der Return on Investment (ROI) wurden sorgfältig abgewogen, um sicherzustellen, dass das Tool dem Budget des Forschungsprojekts entspricht. Schließlich war die Mobilität und Zugänglichkeit des Tools von Bedeutung, um Projektmitgliedern von verschiedenen Standorten aus einen einfachen Zugriff auf Daten und Berichte zu ermöglichen.

Nach einer gründlichen Evaluierung verschiedener BI-Tools haben wir uns insbesondere auf Grafana und SAP Analytics Cloud (SAC) konzentriert, um die Anforderungen unseres Forschungsprojekts zu erfüllen. Sowohl Grafana als auch SAP Analytics Cloud bieten eine breite Palette von Funktionen für die Datenvisualisierung und Analyse. Grafana zeichnet sich durch seine Open-Source-Natur und seine Fähigkeit aus, Zeitreihendaten effektiv zu visualisieren. Es ist besonders beliebt für die Überwachung von Systemen und die Darstellung von Metriken in Echtzeit. Auf der anderen Seite bietet SAP Analytics Cloud eine umfassendere BI-Plattform, die nicht nur Visualisierung, sondern auch Planung, Analyse und

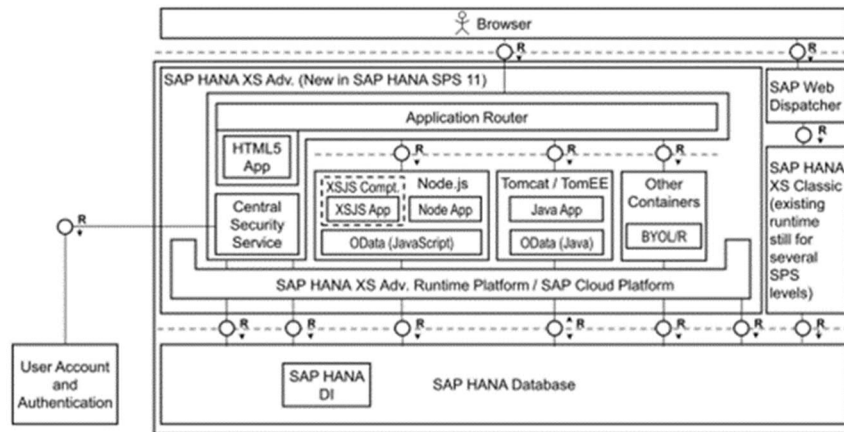
Zusammenarbeit in einer einzigen Cloud-Lösung integriert. SAC bietet erweiterte Analysefunktionen, einschließlich Predictive Analytics und Smart Insights, sowie eine breitere Palette von Datenintegrationsmöglichkeiten. Letztendlich haben wir uns für SAP Analytics Cloud als unsere bevorzugte Lösung entschieden, aufgrund folgender Gründe:

SAC bietet eine umfassende Palette von Funktionen für die Datenanalyse, einschließlich erweiterter Analytik und Planungsmöglichkeiten. Dies entspricht unseren Anforderungen an ein Tool, das nicht nur Daten visualisiert, sondern auch tiefgreifende Einblicke und Prognosen ermöglicht. SAC bietet eine nahtlose Integration mit unseren vorhandenen Datenquellen und Systemen, einschließlich SAP- und Nicht-SAP-Umgebungen. Dies erleichtert die Datenintegration und -analyse in unserem Forschungsprojekt erheblich. Die benutzerfreundliche Oberfläche von SAP Analytics Cloud ermöglicht es unseren Teammitgliedern, schnell und effektiv auf Daten zuzugreifen und Berichte zu erstellen, ohne dass umfangreiche Schulungen erforderlich sind. SAC ist skalierbar und kann mit dem Wachstum unseres Forschungsprojekts problemlos erweitert werden. Die Plattform bietet die Flexibilität, sich an sich ändernde Anforderungen anzupassen und zukünftigen Entwicklungen gerecht zu werden. SAC bietet robuste Sicherheitsfunktionen, um unsere sensiblen Projektdaten zu schützen. Mit Zugriffskontrollen, Verschlüsselung und anderen Sicherheitsmechanismen können wir sicherstellen, dass unsere Daten sicher sind.

2.2 Erstellung der Dashboards (Modellierung, Umsetzung)

Um die erhobenen Daten in der SAP Analytics Cloud (SAC) visualisieren zu können, wurden folgende Schritte unternommen:

Zuerst erfolgte die Datenmodellierung in der SAP HANA Datenbank (HANA DB). Hierbei wurden Tabellen, Ansichten und Indizes erstellt, um die Daten entsprechend zu organisieren. Die Entwicklungsumgebungen wie Gitlab oder SAP Web IDE wurde genutzt, um die Datenmodelle zu erstellen und zu verwalten. Anschließend wurden XS Advanced (XSA)-Anwendungen erstellt, um auf die Daten in der HANA DB zuzugreifen. Mithilfe der XS Advanced-Entwicklungsumgebung wurden Node.js-Anwendungen, HTML5-Anwendungen und andere Artefakte erstellt, um auf die Daten zuzugreifen und sie zu verarbeiten. Die HANA DB-Daten wurden dann als OData-Services exponiert. Hierbei wurden Entitäten und Navigationseigenschaften definiert, um den Zugriff auf die Daten zu erleichtern. Die Verbindung zwischen SAP Analytics Cloud (SAC) und der HANA DB sowie der XS Advanced-Umgebung wurde konfiguriert. SAC bietet direkte Anbindungen an HANA DB und XS Advanced, um Datenquellen für Analyseprojekte einzurichten. In der SAC wurden Datenmodelle erstellt, indem Datenquellen aus der HANA DB und XS Advanced-Umgebung verknüpft wurden. Dabei wurden Beziehungen zwischen den Datenquellen definiert und Transformations- und Berechnungsschritte durchgeführt, um die Daten für die Analyse vorzubereiten.



Avato Abb. 1: Schematische Übersicht der SAP HANA XSA Umgebung

Im Folgenden werden die verwendeten Services genauer erläutert:

2.2.1 Hana Datenbank

SAP HANA ist eine von SAP entwickelte In-Memory-Datenbankplattform, die Unternehmen dabei unterstützt, große Datenmengen in Echtzeit zu verarbeiten und Analysen durchzuführen. Durch die Nutzung von In-Memory-Computing-Architektur ermöglicht SAP HANA die Speicherung und Verarbeitung von Daten im Hauptspeicher, was im Vergleich zu herkömmlichen Datenbanken eine erheblich schnellere Datenverarbeitung ermöglicht. Dies ist besonders relevant, da die Messsysteme hochfrequente Daten lieferten und damit sehr große Datenmengen angefallen sind.

Die Plattform ermöglicht Echtzeit-Analysen, was bedeutet, dass Endanwender und Analysten auf Echtzeitdaten zugreifen können, um schnelle und fundierte Entscheidungen zu treffen. SAP HANA unterstützt verschiedene Datentypen, darunter strukturierte und unstrukturierte Daten sowie komplexe Datenstrukturen, und ist eng mit anderen SAP-Produkten integriert, um bestehende SAP-Anwendungen zu optimieren.

SAP HANA findet Anwendung in verschiedenen Bereichen wie Business Intelligence, Datenanalyse, Echtzeit-Reporting, Predictive Analytics und Textanalyse. Die Plattform bietet Skalierbarkeit und Flexibilität und kann sowohl On-Premise als auch in der Cloud bereitgestellt werden.

2.2.2 Entwicklungsumgebung XS Advanced

XS Advanced (XSA) ist eine Entwicklungsumgebung und Laufzeitumgebung von SAP, speziell für die Erstellung und Bereitstellung von Anwendungen auf der SAP Cloud Platform entwickelt. Es bietet eine umfassende Plattform für die Entwicklung, Bereitstellung und Verwaltung von Anwendungen in der Cloud. XS Advanced unterstützt die Entwicklung von Anwendungen nach dem Microservices-Prinzip, wodurch Entwickler Anwendungen in kleinere, eigenständige Services aufteilen können, die unabhängig voneinander bereitgestellt und skaliert werden können. Die Plattform ist eng mit anderen SAP-Technologien und -Plattformen integriert, darunter SAP HANA, SAP Fiori und SAPUI5, was die Integration mit bestehenden SAP-Systemen erleichtert. XS Advanced bietet eine flexible und skalierbare Entwicklungs- und Bereitstellungsumgebung, die sich automatisch an steigende Anforderungen anpasst. Es unterstützt eine Vielzahl von Programmiersprachen und Frameworks, darunter Node.js, Java,

und Python. Die Plattform bietet eingebaute Sicherheitsfunktionen und unterstützt die Einhaltung von Compliance-Anforderungen, einschließlich Mechanismen zur Authentifizierung, Autorisierung und Verschlüsselung von Daten.

2.2.3 SAP Analytics Cloud (SAC)

SAP Analytics Cloud ermöglicht es Benutzern, Daten aus verschiedenen Quellen zu verbinden, darunter Unternehmensdatenbanken, Cloud-Speicher, IoT-Geräte und externe Datenquellen. Die Plattform bietet integrierte Konnektoren für SAP-Anwendungen wie SAP S/4HANA, SAP BW und SAP HANA, um nahtlose Integrationen zu ermöglichen. Eine der zentralen Funktionen der SAP Analytics Cloud ist die Datenvisualisierung. Benutzer können interaktive Dashboards, Berichte und Storys erstellen, um Daten in aussagekräftige und leicht verständliche Formate zu bringen. SAC bietet eine Vielzahl von Visualisierungstypen und -tools, um Daten auf vielfältige Weise zu präsentieren. Darüber hinaus unterstützt die SAP Analytics Cloud Funktionen für die Datenanalyse und -exploration. Benutzer können Daten mithilfe von Filtern, Sortierungen und Berechnungen analysieren, um Muster, Trends und Erkenntnisse zu identifizieren. Die Plattform bietet auch fortgeschrittene Analysefunktionen wie Predictive Analytics und maschinelles Lernen. Ein weiterer wichtiger Aspekt von SAC ist die Planungsfunktionalität. Unternehmen können Budgets, Prognosen und Geschäftspläne in der Cloud erstellen, verwalten und überwachen. SAC bietet kollaborative Planungstools, die es Teams ermöglichen, gemeinsam an Plänen zu arbeiten und Echtzeitaktualisierungen vorzunehmen. SAP Analytics Cloud legt auch Wert auf Zusammenarbeit und Interaktion. Benutzer können Kommentare hinterlassen, Diskussionen führen und gemeinsam an Analysen arbeiten, um eine umfassende Zusammenarbeit und Entscheidungsfindung zu ermöglichen. Die Plattform bietet außerdem Funktionen für die mobile Nutzung, sodass Benutzer von überall und von verschiedenen Geräten aus auf ihre Analysen und Berichte zugreifen können.

3. Beschreibung Dashboards

Zur Unterstützung der Projektpartner und für die finale Auswertung wurden eine Reihe von Dashboards (SAC Stories) entwickelt. Diese Prototypen sollen die Möglichkeiten zur Präsentation und Auswertung der Ergebnisse demonstrieren. Die für das Projekt wichtigsten Funktionalitäten wurden in Absprache mit den Projektpartnern integriert. Dabei stand eine übersichtliche Darstellung mit Begrenzung auf die relevanten Informationen und die Key Performance Indikatoren im Vordergrund.

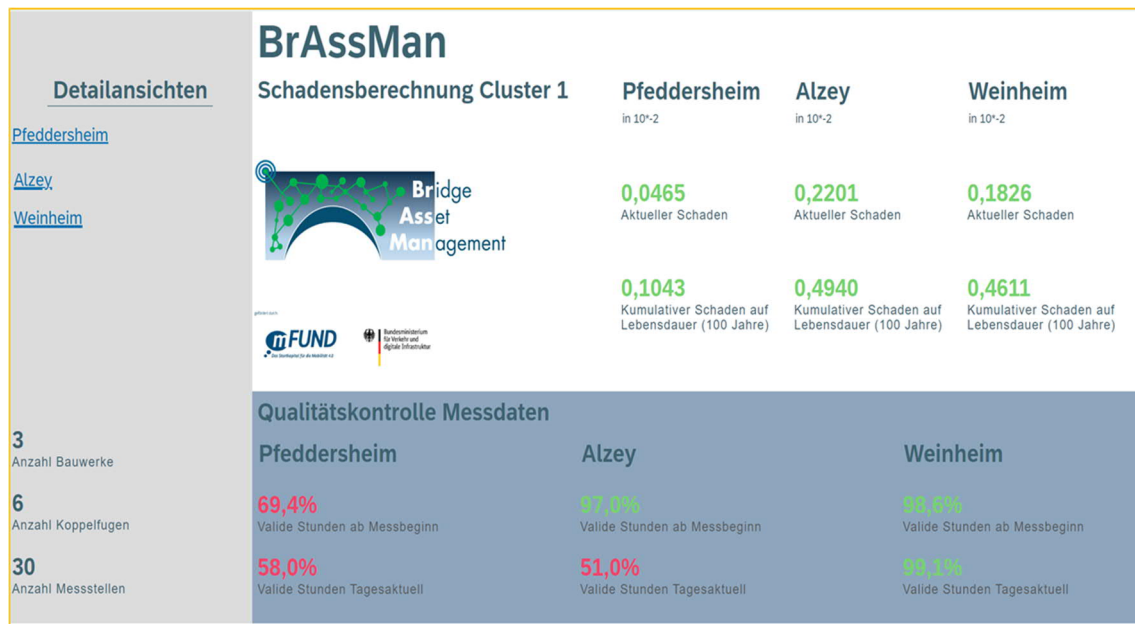
Grundsätzlich bietet dies SAP Analytics Cloud viele weitere Funktionen, die teilweise auch getestet wurden, aber schlussendlich keinen Einzug in den finalen Demonstrator gefunden haben. Eine Erweiterung, gerade im Hinblick auf Funktionen für Brückenbetreiber, die einen anderen Blickwinkel auf die Ergebnisse und einen anderen Informationsbedarf haben als die Projektpartner, ist selbstverständlich denkbar und könnte in einem weiteren Forschungsprojekt umgesetzt werden.

Im Folgenden werden die Dashboards für Cluster 1 und Cluster 2 detailliert beschrieben. Eine Auswertung für Cluster 3 wurde nicht mehr in der SAC dargestellt, ließe sich aber analog zu Cluster 2 aufbauen.

3.1 Cluster 1

3.3.1 Überblick (Landing Page)

Die aussagekräftigsten Kennzahlen wurden in einer Übersichtsseite für die drei Brücken Pfeddersheim, Alzey und Weinheim dargestellt. Diese Darstellung lässt sich problemlos für neue Brücken erweitern. Die Ansicht ist farblich dreigeteilt (siehe Abbildung). Links oben (grau) wurde auf die Detailansichten der einzelnen Brücken verlinkt. Dashboards in der SAC sind so aufgebaut, dass aus verschiedenen Ansichten (Pages) eine Story erzeugt wird. Somit muss der Benutzer das Dashboard nicht verlassen und Diagrammauswahlen und Filter können interaktiv auf andere Ansichten übertragen werden. Die Kennzahlen links unten (ebenfalls grau) auf der Landing Page stellen Kennzahlen zu den einzelnen Bauwerken dar, wie Anzahl der Bauwerke, Koppelfugen und Messstellen (verbaute Sensoren) im Betrachtungshorizont. Diese wurden dynamisch aus den SIB Stammdaten gezogen und lassen sich so auf Datenbankebene steuern. Eine Erweiterung um andere Kennzahlen ist möglich.



Avato Abb. 2: Screenshot Übersichtsseite für Cluster 1 im SAC Dashboard

Im weißen Bereich wird der berechnete Schaden zum aktuellen Zeitpunkt (Tag) für die am stärksten betroffene Messtelle geordnet nach Brücke angezeigt. Zusätzlich wird ein Prognosewert auf 100 Jahre Lebensdauer (ab Inbetriebnahme der Brücke) gegeben. Da die Schadenswerte in Cluster 1 für den Betrachtungszeitraum sehr gering waren, wurde hier auf eine prognostizierte Lebensdauer in Jahren verzichtet.

Im blauen Bereich wird eine Übersicht über das Qualitätsmonitoring gegeben. Um eine schnelle Einschätzung über den aktuellen Stand zu geben, wurden die Qualitätsmerkmale in valide und nicht valide eingeteilt und auf Stundenbasis aggregiert, d. h., ein Ausfall in einer Stunde wird als nicht valide für die ganze Stunde betrachtet. Es wurden zwei Kennzahlen ausgewählt: Die proportionale Anzahl der validen Stunden für jede Messtelle im Betrachtungszeitraum und im Vergleich dazu die Anzahl der validen Stunden tagesaktuell. Auf absolut Werte wurde hier bewusst verzichtet, da für jedes Bauwerk unterschiedlich viele Messstellen im Einsatz waren und unterschiedliche Installationszeitpunkte vorlagen, sodass diese Zahlen nicht aussagekräftig sind. Eine genauere Ansicht des Monitorings und der Schadens Kennzahlen wird in den Detailseiten gegeben.

3.1.2 Detailansicht Schadensberechnung

Exemplarisch wird die Detailansicht für Weinheim beschrieben, Pfeddersheim und Alzey wurden analog ausgewertet und es wurden identische Seiten erstellt. Die Analyseseiten sollen die Schädigung an der Brücke interaktiv darstellen. Hier werden die beiden relevantesten Darstellungen angezeigt. Der obere Teil (Auswertung Messdaten) visualisiert die tatsächliche Schädigung berechnet aus den Messdaten im ausgewählten Zeitfenster. Im unteren Bereich wird eine Schadensprognose über die gesamte Lebensdauer der Brücke gegeben.

In den Darstellungen soll zwischen den verschiedenen Koppelfugen und Messstellen einer Brücke über Filter gewechselt werden können. Links befindet sich die Navigationsleiste (hellblau hinterlegt) und die verwendeten Filter. Für die Messpunkte wurde eine hierarchische Struktur entwickelt. Die einzelnen Messpunkte lassen sich nach Koppelfuge, in diesem Fall KF7 und KF8, auswählen und die zugehörigen Messstellen, z. Bsp. Wegaufnehmer W03 und W04 für KF7, lassen sich einzelnen vergleichen. Die Messtellenfilter wirken auf alle Diagramme (Charts), bei Bedarf wird nur der höchste Schadenswert angezeigt.

Der Szenariofilter fasst die Szenarien für die Prognose auf Lebenszeit (s.u.) zu Best Case (geringste Schadensentwicklung), default (ohne Verkehrseinwirkung) und Worst Case (Größte Verkehrsprognose) zusammen. Dieser Filter wirkt sich nur auf die Schadensprognose aus und hat keinen Einfluss auf die Auswertung der Messdaten.



Avato Abb. 3: Screenshot Detailansicht für Weinheim (Cluster 1) im SAC Dashboard

Im zentralen Bereich wird die Auswertung der Messdaten dargestellt. Rechts oben wird der gesamte Betrachtungszeitraum angezeigt, wobei TS_END jeweils tagesaktuell ist. Im oberen Diagramm werden die Anzahl der gemessenen Überfahrten (Balken) und den daraus resultierenden Schaden (Linien) an der jeweiligen Brücke pro Schädigungs-kategorie gezeigt. Jede angewählte Koppelfuge wird separat mit eigenem Balken und eigener Linie dargestellt. Rechts werden außerdem die absolute Gesamtzahl an Überfahrten und der Gesamtschaden pro Messstelle als Zahlenwerte zusammengefasst.

Das untere Diagramm bezieht sich auf die Schadensprognose. Die ermittelten Messwerte wurden auf ein Jahr gemittelt und unter Berücksichtigung des historischen und

prognostizierten Verkehrsaufkommens hochgerechnet. Die Grundlage für die Prognosemodelle bilden verschiedene Verkehrsprognosen sowie bauwerksspezifische historische Parameter. Die Darstellung wird bis zu einer Lebensdauer der Brücke von 100 Jahren, berechnet ab Inbetriebnahme, aufgeschlüsselt. Für eine genauere Analyse wurden eine Hierarchie erstellt, sodass es möglich ist in die Jahrzehnte hineinzuzoomen und sich die Berechnung aufgeschlüsselt nach Jahren anzuzeigen. Im Block rechts unten werden die KPIs nach Szenario für den höchsten (kritischsten) Messwert noch einmal dargestellt.

3.1.3 Datenqualitätsmonitoring

Der Demonstrator zur Überwachung der Datenqualität wird hier am Beispiel von Alzey beschrieben, das Qualitätsmonitoring wurde für Pfeddersheim und Weinheim analog durchgeführt. Auf der linken Seite befindet sich ein Übersichtsplan der jeweiligen Brücke, der eine einfache Zuordnung der Sensoren ermöglichen soll. Rechts oben lassen sich alle Messstellen durch eine multiple Auswahl einzelnen oder in Gruppen selektieren. Es lässt sich auch der Betrachtungszeitraum wählen. Der Block rechts davon gibt eine aggregierte Übersicht über den Ist-Stand der Brücke und ihrem historischen Zustand.



Avato Abb. 4: Screenshot Zustandsmonitoring für Alzey (Cluster 1) im SAC Dashboard

Die von Wölfel übermittelten Daten haben verschiedene Fehlercodes, die den Zustand des Messsystems beschreiben. Der Übersicht halber wurde diese in ein binäres System, valide und invalide zusammengefasst und auf Stunden aggregiert. Tritt ein Fehler auf wird damit die gesamte Stunde nicht in die Auswertung übernommen. Die Zeitreihen unten rechts geben die Anzahl der validen Stunden aufgeschlüsselt nach Koppelfuge. Sollte die Messstelle ausfallen, wird dies gesondert gekennzeichnet.

3.2 Cluster 2

3.2.1 Überblick (landing page)

Die Schadensberechnung für Cluster 2 wurde analog zu Cluster 1 aufgebaut. Da es sich um Analysen rund um die Querträger und nicht um Koppelfugen handelt, wurden einige

Anpassungen vorgenommen, auf die im Folgenden detailliert eingegangen wird. Der größte Unterschied zum Cluster 1 besteht in der Datenanbindung. Eine live Datenanbindung war zeitlich nicht mehr möglich, daher wurde für Cluster 2 auch auf das Brückenmonitoring verzichtet. Eine Einbeziehung der aktuellen Verkehrsprognosen wurde angedacht, aber nicht mehr im Dashboard angebunden.



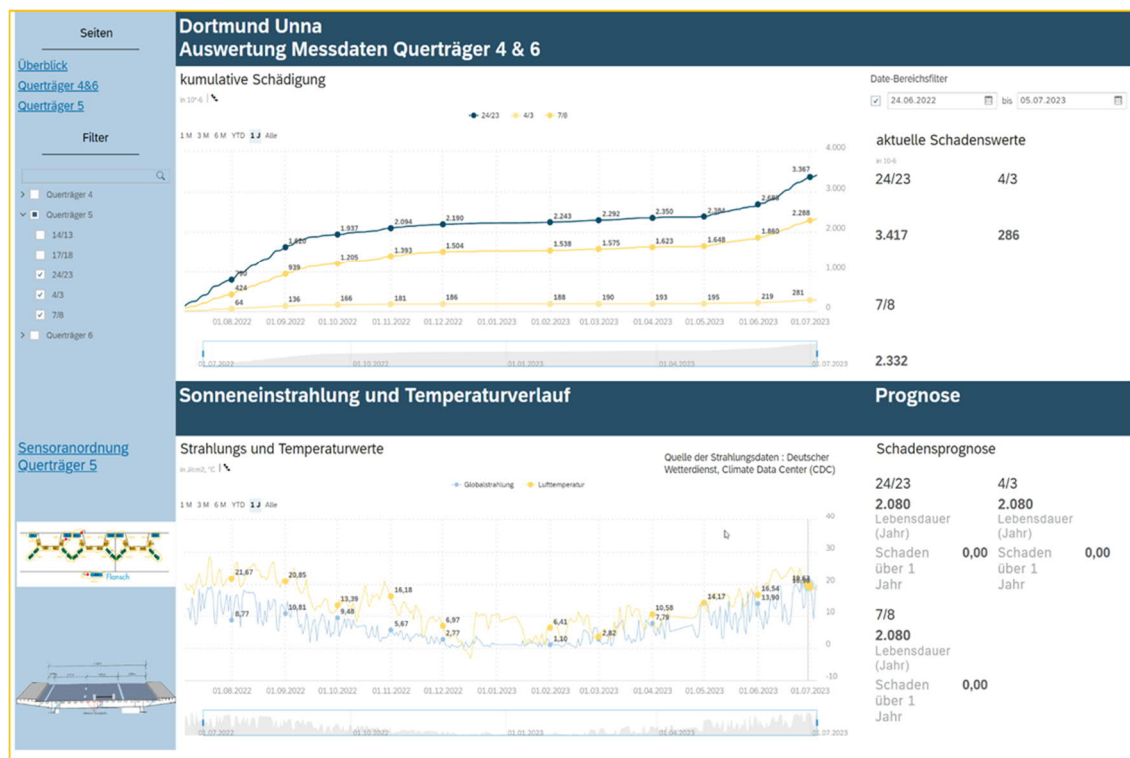
Avato Abb. 5: Screenshot Übersichtsseite für Cluster 2 im SAC Dashboard

Die Übersichtsseite ist ähnlich aufgebaut wie für Cluster 1. Links oben (grau) befindet sich die Navigationsleiste mit der Verlinkung auf die einzelnen Unterseiten. Im Cluster 2 wurde nur die Brücke Dortmund Unna angebunden. Im rechten Block wird die Lebensdauer der einzelnen Querträger für die Messstelle mit dem höchsten Schadenswert angezeigt.

3.2.2 Detailansicht Schadensberechnung

Die Schadensberechnung wurde für Querträger 5 und für Querträger 4 & 6 separat durchgeführt. Auf der linken Seite (blau) befindet sich die Navigationsleiste. Die einzelnen Messstellen wurden den Querträgern zugeordnet und lassen sich einzelnen oder als Gruppe auswählen. Ein Übersichtsplan der Brücke mit den Messstellen wird unter der Navigationsleiste angezeigt und zusätzlich als einzelne Seite verlinkt, um eine größere Übersicht zu geben.

Die Auswertung der Messdaten erfolgt kumulativ durch eine Zeitreihe. Mittig dargestellt werden die aktuellen Schadenswerte gesondert nach Messstelle (Datum ist hier die letzte Messdatenerhebung) angezeigt. Mittels In-Chart Schieber oder über den Datums Bereichsfilter lässt sich der Betrachtungszeitraum auswählen.



Avato Abb. 6: Screenshot Detailansicht für Dortmund Unna (Cluster2) im SAC Dashboard

Im unteren Bereich wird die stundengemittelte Temperatur und Sonneneinstrahlung über den Betrachtungszeitraum an der Brücke angezeigt. Die Schadensprognose mittelt die erhobenen Werte auf ein Jahr und gibt eine prognostizierte Lebensdauer an, das heißt das Jahr in dem der Schaden größer als 1 ist.

Die Messdatenauswertung für Querträger 5 wurde analog aufgebaut.

3.3 KPI Optimierung (AP 3.4)

Das Arbeitspakets 3.4 (KPI Optimierung) hatte zum Ziel, eine einheitliche Präsentation der Key Performance Indikatoren zu erstellen. Dabei stand die Entwicklung eines dezidierten KPI Frameworks und einer darauf aufbauenden dynamischen Visualisierung der Kennzahlen im Vordergrund. Außerdem wurden brückenübergreifende Optimierungen und Vereinheitlichung der Kennzahlen vorgenommen.

3.3.1 Dynamische KPIs

Die Key Performance Indikatoren stellen die Hauptergebnisse des BrAssMan Projektes dar. Für die verschiedenen Cluster wurden dezidierte Kennzahlen entwickelt, die basierend auf den Messsystemen an den jeweiligen Brücken eine Aussage über den Zustand der Brücke geben sollen. Die Berechnung der KPIs erfolgt nach Berechnungsvorschriften. Für die Berechnung wurde ein dynamisches KPI Framework entwickelt, das im Folgenden vorgestellt wird.

Ziel der KPI Optimierung war es, einzelne Kennzahlen wie etwa Schadenswerte nicht in der Datenbank zu persistieren, sondern durch Berechnungsvorschriften dynamisch zu erzeugen. Der Vorteil bei diesem Vorgehen liegt darin, dass die Kennzahlen immer aktuell dargestellt werden. Außerdem müssen Berechnungsgrößen und Metadaten nur einmalig in vorab definierten Tabellen abgelegt werden. Sollte es zu Änderungen in diesen Daten kommen, zum

Beispiel durch Aufnahme einer neuen Brücke in das Monitoring oder durch Aktualisierung der FEM Modellparameter, werden die resultierenden Kennzahlen automatisch aktualisiert und müssen nicht manuell neu erzeugt werden.

3.3.2 KPI Framework

Das KPI Framework basiert auf dem Gedanken, dass die Kennzahlen hierarchisch und dynamisch berechnet werden. Soll beispielsweise der Schaden an einer bestimmten Koppelfuge in der Visualisierung dargestellt werden, so sind für die Berechnung neben den zugehörigen Modellparametern, die aus den FEM Simulationen stammen, die entsprechenden Messdaten notwendig. Die Messdaten selbst sind durch einen Zeitbezug und eine Verortung (Messstelle, Brücke) charakterisiert. Zur Berechnung werden die notwendigen Parameter aus dem Framework ermittelt und aktuell im Dashboard berechnet. Dies ist nur möglich, wenn alle Daten kontextualisiert worden sind.

Nachdem einige Kennzahlen auf Zwischenergebnissen basieren, die mathematisch über die Möglichkeiten in der Datenbank oder im Dashboard hinausgehen, wurden hierfür eigens entwickelte Python-basierte Microservices angebunden.

Grundlage des KPI Framework war es also, die relevanten Parameter in hierarchischen Datenbankstrukturen (Mapping Tabellen, Views) zu hinterlegen und zu verknüpfen, um damit eine dynamische Visualisierung möglich zu machen.

Tabellen wurden, wenn möglich, im Long-Format hinterlegt, um Flexibilität bei der Anbindung von neuen Parametern zu gewährleisten. Neue Parameter wie Grundmoment, Lastkennzahl und Metadaten wie Einheit, Bauwerksnummer, Baujahr etc. lassen sich so adaptiv im Framework abspeichern. Durch Berechnungsvorschriften, teils SQL basiert und teils in Python implementiert, werden die resultierenden Kennzahlen wie Schadenswert, Lebensdauer, Überfahrten und andere erzeugt.

3.3.3 Schadensberechnung am Beispiel der Koppelfugen (Cluster 1)

Im Folgenden wird das Vorgehen für die Schadensberechnung auf Grundlage der Rissdoppelamplituden in Cluster 1 beschrieben. Die Auswertung für Cluster 2 lässt sich analog implementieren.

Aus den hochfrequenten Messdaten werden zunächst Ereignisse von Überfahrten über die Messstellen, die zu einer Schädigung (Rissöffnung) geführt haben, erstellt. Hierbei werden Rissdoppelamplituden (RDA) für die einzelnen Ereignisse berechnet. Dies erfolgt bereits im Rahmen der Datennahme und Validierung durch den Projektpartner Wölfel. Die Ereignistabellen werden neben Qualitätsdaten in die Datenmanagementplattform übertragen.

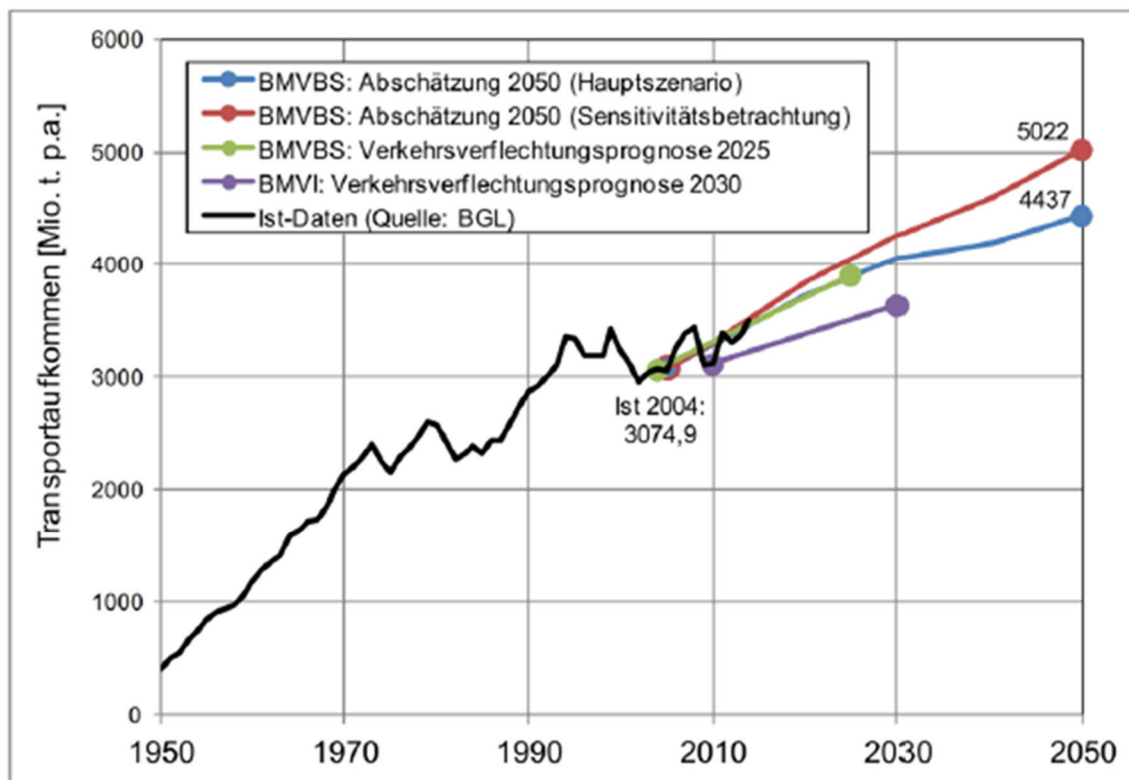
Die gemessenen Überfahrten werden anhand der Qualitätsdaten vor der Berechnung validiert. Die Qualitätskontrolle erfolgt durch den Projektpartner Wölfel. Es wäre aber auch denkbar, weitere datengetriebene Qualitätskriterien an dieser Stelle zu implementieren. Liegen im betrachteten Zeitraum Datenpunkte, die kein valides Signal aufweisen, so werden diese nicht für die weitere Berechnung berücksichtigt und aus der Berechnung der zugrundeliegenden Messzeit ausgeschlossen.

Aus den einzelnen Schädigungsereignissen, die mittels der Rissdoppelamplituden quantifiziert sind, werden im nächsten Schritt Schädigungen pro Überfahrt berechnet. Dafür werden die Überfahrten vordefinierten Schadensklassen zugeordnet. Die Berechnung der Schädigung

erfolgt danach auf Basis der zugehörigen Schädigungsformel (siehe Bericht Projektpartner LAP). Die hierbei erzielten Ergebnisse (Schädigung, Schadensklasse, Messstelle und Zeitstempel) werden in die Datenbank geschrieben und stehen anschließend für die dynamische Berechnung im Rahmen des KPI Frameworks zur Verfügung.

Der Microservice prüft regelmäßig, ob neue Daten vorliegen und aktualisiert entsprechend die Ergebnistabellen. Sollten Änderungen an den Eingangsdaten auftreten, weil beispielsweise eine neue Kalibration eingespielt wurde, so lässt sich ebenfalls eine Aktualisierung der Schädigungsberechnung anstoßen.

3.3.4 Prognosemodelle



Avato Abb. 7: Verwendete Verkehrsprognosemodelle

Um eine Prognose der Schädigung bezogen auf die Lebensdauer der Brücke geben zu können, werden die gemessenen Schädigungsdaten auf die gesamte Lebensdauer extrapoliert. Durch die Messung der Überfahrten wird nur ein kleiner Bruchteil des entstandenen Schadens registriert. Für die Vergangenheit und für die Zukunft liegen keine Messdaten vor. Um einen Ausblick auf die erwartete Schädigung zu geben, sollen die Messdaten unter Berücksichtigung von Verkehrsdaten und -prognosen (Bereitstellung BAST, siehe Abb.) extrapoliert werden.

Zunächst wird die berechnete Gesamtschädigung innerhalb des betrachteten Messzeitraums auf die valide Messdauer normiert. Anschließend wird daraus die fiktive Schädigung für ein Jahr berechnet und auf eine erwartete Lebensdauer von 100 Jahren hochgerechnet. Die jährlichen Schädigungswerte werden jeweils mit Verkehrsdaten gewichtet, um eine Modellierung der Belastung zu ermöglichen. Dabei wurden parallel verschiedene Szenarien berücksichtigt. Da keine konkreten Zahlen für die einzelnen Bauwerke vorliegen, wurden hier zusätzlich Anstrengungen unternommen, an präzisere Verkehrsdaten, durch Auswertung der umliegenden Verkehrszählstellen, zu kommen. Dabei wurden auch Graph Analytics Ansätze

erprobt. In die endgültige Schadensprognose sind diese Ansätze jedoch nicht eingeflossen. Des Weiteren wurden Ansätze erprobt die Zunahme des Schwerlastverkehrs und die damit einhergehende stärkere Belastung der Brücken mit in die Prognose Modelle aufzunehmen.

3.3.5 Einsatz von KI/Algorithmik

Wie bereits erwähnt, wurde diverse kleine Module mit Algorithmik zur Datenverarbeitung und -analyse eingesetzt. An der Stelle ist aber zu erwähnen, dass ein Einsatz von künstlicher Intelligenz (KI) bei der Erstellung von KPIs leider nicht so umfänglich wie geplant möglich war. Dies ist vor allem damit zu begründen, dass für die meisten Ansätze des maschinellen Lernens sehr große Datenmengen von klassifizierten Daten notwendig sind. Die Verzögerung im Projektplan und späte Installation der Messsysteme führte dazu, dass hinreichend große Mengen an validen Daten erst gegen Ende des Projekts zur Verfügung standen. Auch die Entwicklung von Grey-Box-Modellen, die eine Kombination aus ingenieurwissenschaftlichem Know-How und datenbasierten Ansätzen zusammenführen, wäre sehr interessant gewesen, aber war zeitlich nicht mehr umsetzbar. Möglicherweise lässt sich dies in einem Folgeprojekt aufgreifen.

2.2.3 Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Die Grundlage für die im Projekt verwendete Datenmanagement-Plattform bildet das Avato Advanced Analytics Framework, das seitens avato für das Projekt zur Verfügung gestellt wurde. Im Rahmen des BrAssMan Projekts kam es zur Entwicklung von neuen Komponenten wie beispielsweise für die Integration von Messdaten über Edge-Systeme. Diese Module plant avato bei anderen Kunden zeitnah einsetzen zu können.

Die erzielten Ergebnisse bei der Umsetzung der dynamischen Visualisierung von KPIs stellen ebenfalls einen potentiellen Ansatzpunkt zur weiteren Verwertbarkeit dar. KPIs lassen sich in fast allen Geschäftsbereichen definieren und eine dynamische Visualisierung stellt einen enormen Mehrwert gegenüber statischen Berichten dar. Avato plant, dieses Konzept bei weiteren Kunden einzubringen. Ansätze hierfür stehen bereits in Aussicht.

2.3 Bundesanstalt für Straßenwesen

Feingliederung des Beitrags der BAST

Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Definition der Cluster
 - 1.1. Analyse des gesamten Brückenbestands der Bundesfernstraßen
 - 1.2. Bauwerksgruppen aus der Vorauswahl der assoziierten Partner
 - 1.3. Grundlage der Bauwerkscluster
 - 1.4. Ausarbeitung der Bauwerkscluster
 - 1.5. Relevanz der Bauwerkscluster
2. Entwicklung von Zustandskennzahlen
 - 2.1. Charakteristische Verkehrseinwirkungen
 - 2.1.1. Methodik
 - 2.1.1.1. Achslasterfassung
 - 2.1.1.2. Varianten der analysierten Verkehrsströme
 - 2.1.1.3. Bauwerksauswahl
 - 2.1.1.4. Lastmodelle
 - 2.1.1.5. Schrittweite der Achslastüberführung
 - 2.1.1.6. Berücksichtigung von Fahrzeugen ohne erfasste Achslasten
 - 2.1.1.7. Spezifikation der Analyse und Auswertung
 - 2.1.2. Randbedingungen der Ergebnisauswertung
 - 2.1.3. Grundlagen der Ergebnisauswertung
 - 2.1.4. Untersuchung der relevanten Fahrzeugtypen
 - 2.1.5. Fahrzeugtyp 98
 - 2.1.6. Vergleich mit dem Lastmodell 1 des Eurocodes 1
 - 2.1.7. Einflussfaktoren
 - 2.1.8. Schlussfolgerung für die Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen
 - 2.1.9. Beziehungen zwischen Verkehrszählraten und charakteristischen Verkehrseinwirkungen
 - 2.1.10. Generalisierung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen durch Kennwerte
 - 2.2. Beurteilung der Bauteilrisiken
 - 2.2.1. Grundlagen des Risikomanagements

2.2.1.1	Versagenswahrscheinlichkeit
2.2.1.2	Versagensfolge
2.2.1.3	Nutzungsdauer
2.2.1.4	Risikomanagement
2.2.2	Clusterübergreifendes Risikomanagementkonzept
2.2.2.1	Anwendungsbereich und Kriterien
2.2.2.2	Risikoidentifikation und -analyse
2.2.2.3	Risikobewertung
2.2.3	Risikomanagement Cluster 1 – Koppelfugen
2.2.3.1	Anwendungsbereich und Kriterien
2.2.3.2	Risikoidentifikation und -analyse
2.2.3.3	Risikobewertung
2.2.3.4	Risikobehandlung
2.2.4	Risikomanagement Cluster 2 – Orthotrope Platten
2.2.4.1	Anwendungsbereich und Kriterien
2.2.4.2	Risikoidentifikation und -analyse
2.2.4.3	Risikobewertung
2.2.4.4	Risikobehandlung
2.2.5	Risikomanagement Cluster 3 – Hänger und Seile
2.2.5.1	Anwendungsbereich und Kriterien
2.2.5.2	Risikoidentifikation und -analyse
2.2.5.3	Risikobewertung
2.2.5.4	Risikobehandlung
2.2.6	Zusammenhang Risikomanagement und Asset Management
2.3	Datengesteuerte Analyse der Dauerhaftigkeit von Schäden im Koppelfugenbereich im Kontext der Bauwerksprüfung
2.3.1	Theoretische Grundlagen
2.3.2	Erarbeitung eines ML-Modells
2.3.2.1	Eingruppierung
2.3.2.2	Repräsentation der Daten
2.3.3	Grenzen und Möglichkeiten des ML-Modells
2.4	Fazit und Ausblick
Voraussichtlicher Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse	

2.3.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Der vorliegende wissenschaftliche und technische Stand, an den angeknüpft wurde, umfasst eine breite Palette an Datenquellen und Analysemethoden, die genutzt wurden, um Bestandsdaten zu verwerten und eine risikobasierte Bewertung und Prognose von Bauwerkszuständen zu ermöglichen.

Zunächst wurden die Bestandsdaten der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) genutzt, um die Clusterung und den Vergleich der Zustandsnoten mit rechnerisch ermittelten Kennwerten vorzunehmen. Darüber hinaus lieferte die Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke Informationen zur Zustandsentwicklung der Brücken. Die Bewertung der ca. 40.000 Brücken des Bundes erfolgte gemäß DIN 1076, und die Ergebnisse wurden in der Software SIB-Bauwerke dokumentiert, um Bestandsaussagen und Statistiken zu erstellen. Diese Daten dienten als Grundlage für die Bauwerksclusterung des Vorhabens. Ein wesentlicher Beitrag für das Projekt wurde durch die Entwicklung eines Analysewerkzeugs geleistet, das auf dem im mFUND geförderten Projekt OSIMAB entwickelten Selektionsalgorithmus basiert.

Zusätzlich werden bzw. wurden Reallabore in Abstimmung mit der BASt betrieben, wie die "Intelligente Brücke im Digitalen Testfeld Autobahn", "Intelligente Brücke duraBASt" und die Pilotstudie OSIMAB. Diese Reallabore ermöglichten die Erfassung relevanter Einwirkungen und Bauwerksreaktionen sowie die Bewertung der Informationen hinsichtlich Zuverlässigkeit und Restlebensdauer der Brücken. Die gewonnenen Erkenntnisse aus diesen Reallaboren wurden, soweit relevant, in das Projekt integriert.

Die Analysen wurden weiterhin durch Daten aus automatischen Verkehrszählstellen und Achslastmessstellen auf Bundesfernstraßen ergänzt. Diese Daten, einschließlich der Zustandsnoten der Brücken, wurden in die Untersuchungen einbezogen, um umfassende Erkenntnisse zu gewinnen.

Die BASt steuerte ihre Expertise in den Bereichen der Echtzeit-Sicherheits-Management-Systeme für die Überwachung von Straßentunneln, des Projektclusters "Intelligente Brücke" und der COST-Aktion TU1406 bei. Ebenso brachten Mitarbeiter und Mitarbeiterinnen der BASt ihre umfangreichen Erfahrungen im Bereich der Systemmodellierung mittels FEM (Finite-Elemente-Methode) und der Datenverarbeitung mittels Algorithmen der künstlichen Intelligenz ein. Das Know-how der BASt in der Planung, dem Bau, dem Betrieb und der Erhaltung von Verkehrsinfrastrukturen spielte ebenfalls eine wichtige Rolle im Projekt.

2.3.2 Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Definition der Cluster

Vor dem Hintergrund der Zielvorstellung einer datenbasierten Zustandsaussage für Brückenbauwerke sollen Einheitsmodelle und Standardmesssysteme entwickelt werden, auf deren Grundlage vergleichbare Kennwerte (KPI) ermittelt werden können. Dieser Prozess orientiert sich an relevanten Bauwerksgruppen, deren Einzelbauwerke im Hinblick ihrer Komponenten, Teilsysteme und sonstigen Eigenschaften vergleichbar sind. Schließlich sollen Bauwerkscluster gebildet werden, mit deren Hilfe weitreichende Aussagen über den Brückenbestand getroffen werden sollen.

Dieses Vorgehen wird durch die assoziierten Partner des Projekts mit einer Vorauswahl relevanter Brückenbauwerke unterstützt. Die übermittelten Brückenbauwerke weisen i.d.R. nicht nur einen wesentlichen Handlungsbedarf hinsichtlich ihrer weiteren Nutzung, sondern auch eine hohe Relevanz im Netz der Bundesfernstraßen auf. Vor dem Hintergrund der maßgebenden Bauwerkeigenschaften der Vorauswahl erfolgt die Einteilung der Brücken in entsprechende Bauwerkscluster. Um eine einheitliche Modellierbarkeit und Messkonzeption sicherzustellen, zählen zu diesen Eigenschaften insbesondere die Konstruktion, die Bauart,

der Baustoff, die Dimensionen (Breite, Feldanzahl, Stützweiten) sowie das Baujahr der Bauwerke. Darüber hinaus werden die Verkehrsaufzeichnungen der entsprechenden Streckenzüge sowie potenzielle Schwachstellen der Brücken berücksichtigt.

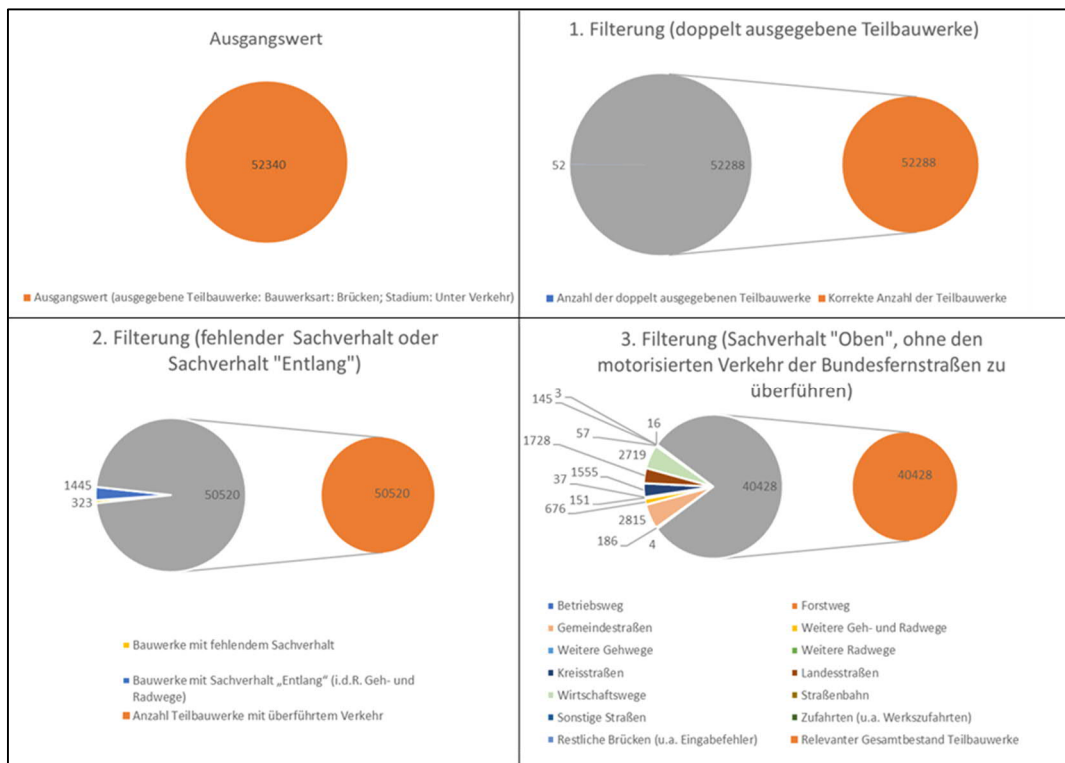
Die Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerke, (SIB-BW) sowie Aufzeichnungen von automatischen und manuellen Verkehrszählstellen werden genutzt, um zusätzliche Informationen zu gewinnen. Im weiteren Verlauf werden diese Datenquellen vor dem Hintergrund des gesamten Brückenbestandes dazu verwendet die quantitative Übertragbarkeit der Forschungsergebnisse, u.a. im Zuge der untersuchten Schwachstellen, festzustellen. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass die gewonnenen Erkenntnisse ein breites Anwendungsspektrum im Bundesfernstraßennetz finden.

1.1. Analyse des gesamten Brückenbestands der Bundesfernstraßen

Auf Grundlage der Filterung des Bauwerksbestandes innerhalb des mFUND-Projektes OSIMAB (Online Sicherheits-Managementsystem für Brücken) wurde mit Hilfe des Datenbestandes der SIB-Bauwerksdatenbank der gesamte Brückenbestand der Bundesfernstraßen analysiert und auf für die Clusterung relevante Bauwerke untersucht. Den Ausgangswert bilden alle Bauwerke, die den Bundesfernstraßen zugeordnet werden können, die unter Verkehr stehen und als Brücke hinterlegt sind.

Die verbliebenen 52340 Teilbauwerke wurden hinsichtlich ihrer relevanten Eigenschaften geprüft. Zunächst entfallen die Bauwerke, die in der SIB-Bauwerksdatenbank doppelt geführt wurden. Dann werden die Mängel, die durch fehlende Angaben und Bauwerke, die durch angegebene Sachverhalte (Sachverhalt = Lage „Entlang oder Oben“) und Verkehrswege „Straßenklasse und Straßennummer oder genaue Bezeichnung“, nicht relevant sind, behoben. Durch die Auswertung der Straßenklasse werden Brücken, die Geh- und Radwege, Kreis- und Landesstraßen sowie Wirtschafts-, Betriebs- und Forstwege überführen, für die weiteren Untersuchungen ausgeschlossen. Die Entstehung oder Umgestaltung der Bundesfernstraßen führte dazu, dass Bauwerke mit dem Sachverhalt „Entlang“ entstanden sind. Die Straßenbaulast dieser Bauwerke obliegt dem Bund, der die Bauwerke aufgrund seiner Organisationsstruktur den Bundesfernstraßen zuordnet. Die Brücken mit dem Sachverhalt „Entlang“ entfallen für die weiteren Betrachtungen, da sie nicht den Verkehr der Bundesfernstraßen überführen. Der Sachverhalt „Entlang oder Oben“ kann ebenso besagen, dass der Verkehr der Bundesfernstraße überführt wird (Sachverhalt = Lage „Oben“). Im dritten Schritt werden die irrelevanten Bauwerke mit dem Sachverhalt „Oben“ herausgefiltert. Als relevant werden nur die Bauwerke betrachtet, bei denen der Sachverhalt besagt, dass eine Bundesfernstraße (Bundesstraßen („B“) oder eine Bundesautobahn („A“)) überführt wird.

Nach dem beschriebenen dreistufigen Filterungsprozess, vgl. BASt Abb. 1, verbleiben 40428 Teilbauwerke, die den relevanten motorisierten Verkehr der Bundesfernstraßen überführen und für die weitere Analyse als Gesamtbestand betrachtet werden.



BAST Abb. 1.1: Filterung des Gesamtbestands

1.2. Bauwerksgruppen aus der Vorauswahl der assoziierten Partner

Die assoziierten Partner des Projektes, Straßen.NRW (Mönchengladbach und Hamm), der Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz (Montabaur und Koblenz) sowie die Autobahn GmbH, stellten dem Projektkonsortium eine Vorauswahl an Brückenbauwerken mit der Möglichkeit zur Ausstattung von Sensorik zur Verfügung. Alle Bauwerke haben eine hohe Relevanz im Netz der Bundesfernstraßen und erfordern einen Handlungsbedarf hinsichtlich der weiteren Nutzung.

Nach erster Sichtung der Vorauswahl der von den assoziierten Partnern bereitgestellten Teilbauwerke ist festzustellen, dass die folgenden Bauwerksarten, die u.a. in ihren Bezeichnungen variieren (siehe Unterpunkte), eine hohe Relevanz in Bezug auf die Bildung der Bauwerkscluster aufweisen:

- Bogenbrücken
 - o Bogenbrücken als Mischsystem
 - o Bogenbrücken mit abgehängter Fahrbahn
- Hohlkastenbrücken
- Plattenbalkenbrücken
 - o Plattenbalkenbrücken, Trägerrostbrücken
 - o Brücken mit Balken- / Plattenmischsystem
 - o Brücken mit balkenartigem oder plattenartigem Tragwerk
- Plattenbrücken
- Schrägseilbrücken
 - o Schrägseilbrücken
 - o Schrägseilbrücken, Fächersysteme
 - o Schrägseilbrücken, Harfensysteme

Als für die Bauwerksclusterung eher ungeeignete Bauwerksarten wurden die Folgenden identifiziert:

- Balkenbrücken / Mittelträger / Trapezplatten
- Gewölbebrücken
 - o Gewölbe- bzw. Bogenbrücken
 - o Bogenartige Brücken / Gewölbebrücken
- Hängebrücken
- Zügelgurtbrücken

Die ungeeigneten Bauwerksarten beinhalten nur wenige oder einzelne Brücken, die zudem auf Grundlage ihrer individuellen Eigenschaften nur wenig vergleichbare Aspekte aufweisen. Da diese Brückenbauwerke weder innerhalb ihrer eigenen Bauwerksart, noch im Hinblick auf andere Bauwerksarten nennenswerte Vergleichsmöglichkeiten bieten, wurden diese von der Clusterbildung ausgeschlossen.

Der Fokus wird demnach auf die Bauwerksarten gelenkt, die eine relevante Anzahl an Brücken in der Vorauswahl beinhalten. Es handelt sich hierbei um den ersten Schritt der Festlegung der Auswahlkriterien für die Ableitung der Bauwerkscluster. Zur Herstellung der bestmöglichen Vergleichbarkeit zwischen den Bauwerken werden weitere Auswahlkriterien implementiert, die sicherstellen, dass nicht nur die Konstruktion der Bauwerke, sondern auch deren Schwachstellen und Verkehrsbelastung Beachtung finden. Im Einklang dazu werden Bauwerke, die im Hinblick ihrer Eigenschaften Sonderkonstruktionen darstellen, nicht den Verkehr der Bundesfernstraßen abwickeln, oder für die nur unzureichende Informationen vorliegen, aus dem Prozess der Clusterbildung ausgeschlossen.

1.3. Grundlage der Bauwerkscluster

Grundlage für die ersten Auswahlkriterien der Cluster liefern die am häufigsten vorkommenden Bauwerksarten. Die gewählten Bauwerkscluster, siehe BAST Tabelle 1, vereinen i.d.R. mehrere Bauwerksarten, da die entsprechenden Brücken identische oder (zumindest in Teilen) vergleichbare Konstruktionen aufweisen.

Im Fall der Bauwerksarten „Bogenbrücken als Mischsystem“ und „Bogenbrücken mit abgehängter Fahrbahn“ weisen die Bauwerke überwiegend ähnliche Konstruktionen auf. Im Gegensatz dazu sind im Hinblick der verschiedenartigen Platten- und Plattenbalkenbrücken nur grundlegende Aspekte der statischen Ausbildung vergleichbar. Im Zuge des umfangreichen Spektrums der Bauwerkseigenschaften, das sich sowohl innerhalb der Bauwerksarten der Platten- und Plattenbalkenbrücken, als auch dementsprechend übergreifend zwischen diesen Bauwerksarten zeigt, eignet sich dieses Bauwerkscluster zur Verfolgung der Projektziele: Es sollen Zustandsindikatoren gefunden werden, die einen Vergleich zwischen Konstruktionen ermöglichen, die sich in grundlegenden oder einzelnen Aspekten ähneln. Aus demselben Grund sind auch die verschiedenartigen Schrägseilbrücken zu einem Bauwerkscluster zusammengeführt worden. Als Beispiel eines vergleichbaren Aspekts können die Schwingfrequenzen der Schrägseile dienen, um darauf aufbauend Indikatoren zu entwickeln, die Aufschlüsse über die Zustände dieser Bauteile liefern.

Darüber hinaus ist darauf hinzuweisen, dass das Projekt BrAssMan ein möglichst großes Anwendungsspektrum für die zu entwickelnden Systemmodelle und Messkonzepte anstrebt, um die Zustandserfassung und -bewertung einer Vielzahl von Brückenbauwerken im Bundesfernstraßennetz zu erweitern und zu unterstützen. Bei der Bildung der Bauwerkscluster muss somit nicht nur der Aspekt der Vergleichbarkeit, sondern auch das Spektrum der Anwendbarkeit der darauf aufbauenden Ergebnisse berücksichtigt werden.

BASt Tabelle 1: Auswahlkriterien der Cluster

Bauwerkscluster	Bauwerksart	
Bogenbrücken	Bogenbrücken im Mischsystem	
	Bogenbrücken mit abgehängter Fahrbahn	
Hohlkastenbrücken	Hohlkastenbrücken	
Plattenbalkenbrücken und Plattenbrücken	Plattenbalkenbrücken	Plattenbalkenbrücken, Trägerrostbrücken
		Brücken mit Balken- / Plattenmischsystem
		Brücken mit balkenartigem oder plattenartigem Tragwerk
	Plattenbrücken	
Schrägseilbrücken	Schrägseilbrücken	
	Schrägseilbrücken, Fächersysteme	
	Schrägseilbrücken, Harfensysteme	

1.4. Ausarbeitung der Bauwerkscluster

Für die Untersuchung der vorausgewählten Brücken sind weitere Kriterien der Clusterzuweisung, bzw. des Ausschlusses von Bauwerken, bestimmt worden. So wurden die Wiedbachtalbrücke FR. Köln (Teil-BW 5310561; 1) sowie die Brücke „Rur Orsbeck“ (Teil-BW 4902509; 0) aus dem Bauwerkscluster Bogenbrücken entfernt, da sich deren statische Systeme in Längsrichtung (jeweils: Rahmen/Bogen, Stielfüße und/oder Kämpfer eingespannt) stark von den übrigen Bauwerken des Clusters unterscheiden. Die übrigen Brücken der Bauwerksarten „Bogenbrücke im Mischsystem“ und „Bogenbrücke mit abgehängter Fahrbahn“ bleiben dem Cluster erhalten. Das Cluster der Bogenbrücken besitzt ein breites Spektrum an Baujahren (1965 bis 2011), Bauverfahren, theoretischen Widerständen (BK 60 nach DIN 1072 bis LM1 nach EC), Zustandsnoten (Überbau: 1,0 bis 2,9), Substanzkennzahlen (Überbau: 1,0 bis 2,9) und Fahrbahnplatten-Konstruktionen. Die Brücken weisen allesamt nur ein Feld auf. Die Brücken besitzen, entsprechend ihres Einsatzgebietes (Gewässer), eine große Stützweite und eine überdurchschnittliche lichte Höhe. Es ist anzumerken, dass ausschließlich der Verkehr von Bundesautobahnen von diesen Bauwerken überführt wird.

Im Hinblick auf das Bauwerkscluster der Hohlkastenbrücken ist eine deutlich stärkere Fokussierung notwendig gewesen, um eine ausreichende Vergleichbarkeit zwischen den darin vorhandenen Brücken herzustellen. Untersucht wurden Bauwerke aus Spannbeton, da sie am häufigsten unter den Hohlkastenbrücken der Vorauswahl sowie des Gesamtbestandes vertreten sind. Darüber hinaus wurden die Brücken fokussiert, deren statisches System in Längsrichtung eine Durchlaufwirkung über mehrere Felder („Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung“) aufweist.

Aufgrund der typischen Schwachstellen von Spannbetonbrücken, die im Rahmen der Weiterentwicklung der diesbezüglichen Normen zunehmend minimiert worden sind, ist es notwendig gewesen, ein weiteres, spezifisches Bauwerkscluster der Hohlkastenbrücken zu erstellen, um auch unter diesem Aspekt eine ausreichende Vergleichbarkeit zu schaffen. Hierzu wurden die folgenden drei Auswahlkriterien zu den bereits bestehenden Kriterien (Bauart, Baustoff und statisches System in Längsrichtung) hinzugefügt: Das Baujahr muss vor 1980 liegen, der DTV-SV auf dem Bauwerk (Sachverhalt „Oben“) muss gleich oder größer 8.000 Fahrzeuge betragen und es müssen Koppelfugen am Bauwerk vorhanden sein. Durch die Eingrenzung des vorherigen, allgemeinen Clusters ist ein spezifisches Bauwerkscluster geschaffen worden, welches erheblich bessere Vergleichsmöglichkeiten bietet. Entsprechend

der Auswahlkriterien wurde festgestellt, dass die Baujahre der geclusterten Brücken (1965 bis 1976) nur eine geringe Spannbreite aufweisen, was in Bezug auf den Vergleich der typischen Schwachstellen derartiger Bauwerke (SCHNELLENBACH-HELD, et al.: 2015) von Vorteil ist. Darüber hinaus weisen die Brücken allesamt Koppelfugen auf und überführen den Verkehr der Bundesautobahnen. Im Weiteren besitzen sie dasselbe statische System in Längsrichtung: „Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung“. Dementsprechend handelt es sich um mehrfeldrige Bauwerke (5 bis 15 Felder), die zudem große Stützweiten und eine große Gesamtlänge aufweisen. Die theoretischen Widerstände (BK 60 nach DIN 1072 bis LM 1 nach DIN-FB 101), Zustandsnoten (Überbau: 1,9 bis 3,3) sowie Substanzkennzahlen (Überbau: 1,9 bis 3,0) variieren allerdings.

Das allgemeine Bauwerkscluster der Platten- und Plattenbalkenbrücken, das lediglich durch die entsprechenden Bauwerksarten abgegrenzt worden ist, wurde ebenfalls um ein spezifisches Bauwerkscluster ergänzt: Zur Optimierung der Vergleichbarkeit der Konstruktionen sind im Hinblick des spezifischen Bauwerksclusters der Platten- und Plattenbalkenbrücken zwei Auswahlkriterien hinzugefügt worden. Die Betrachtung wurde auf Spannbetonbrücken, die Koppelfugen aufweisen, beschränkt. Das Bauwerkscluster umfasst Baujahre von 1966 bis 1985 und verschiedenartige Bauverfahren in Bezug auf den Überbau. 9 der 12 geclusterten Bauwerke sind auf einem Traggerüst hergestellt worden. Entsprechend der Auswahlkriterien weisen die Bauwerke allesamt Koppelfugen und den Baustoff Spannbeton auf. In Bezug auf den Überbau variieren allerdings die Zustandsnoten (1,0 bis 2,9) und Substanzkennzahlen (1,0 bis 2,8). Aufgrund mehrerer Bauarten, die in diesem Cluster vereint werden, unterscheiden sich zudem die Konstruktionen und Stützweiten. Es handelt sich jedoch ausschließlich um mehrfeldrige Bauwerke (5 bis 16 Felder), die allesamt Großbrücken (105,2 bis 528,0 m) darstellen. Die theoretischen Widerstände erstrecken sich von der Brückenklasse 60 nach DIN 1072 bis zum Lastmodell 1 nach dem DIN-Fachbericht 101.

Im Fall der Schrägseilbrücken ist es bei dem Auswahlkriterium der entsprechenden Bauwerksarten (Schrägseilbrücken; Schrägseilbrücken, Fächersysteme; Schrägseilbrücken, Harfensysteme) geblieben. Die drei geclusterten Schrägseilbrücken sind zwischen 1967 bis 2016 erbaut worden. Die Stahlbrücken weisen in Bezug auf den Überbau zufriedenstellende Zustandsnoten (1,0 bis 2,4) und Substanzkennzahlen (1,9 bis 2,0) auf und überführen den Verkehr von Bundesstraßen (B67, B58 sowie B256). Es handelt sich um äußerst lange, mehrfeldrige Bauwerke (376,41 bis 486,96 m) mit großen Stützweiten (bis zu 314,65 m). Die Rheinbrücken unterscheiden sich allerdings, entsprechend ihrer Baujahre, im Hinblick ihrer theoretischen Widerstände (BK 60 nach DIN 1072 bis LM1 nach EC). Es folgt ein Überblick über die sechs zuvor beschriebenen Bauwerkscluster:

- I.) Bauwerkscluster: Bogenbrücken**
 - a. Bauarten: Bogenbrücken
- II.) Bauwerkscluster: Hohlkastenbrücken (allgemein)**
 - a. Bauart: Hohlkastenbrücken
 - b. Baustoff: Spannbeton
 - c. Statisches System längs: Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung
- III.) Bauwerkscluster: Hohlkastenbrücken (spezifisch)**
 - a. Siehe Bauwerkscluster: Hohlkastenbrücken (allgemein)
 - b. Weitere Auswahlkriterien:
 - i. Baujahr:
Baujahr < 1980
 - ii. Schwerverkehr:
DTV-SV $\geq$ 8.000 Fahrzeuge

- iii. Bauteil:
Koppelfugen (vorhanden)

IV.) Bauwerkscluster: Platten- und Plattenbalkenbrücken (allgemein)

- a. Bauarten: Platten- und Plattenbalkenbrücken

V.) Bauwerkscluster: Platten- und Plattenbalkenbrücken (spezifisch)

- a. Siehe Bauwerkscluster: Platten- und Plattenbalkenbrücken (allgemein)
- b. Weitere Auswahlkriterien:
 - i. Baustoff:
Spannbeton
 - ii. Bauteil:
Koppelfugen (vorhanden)

VI.) Bauwerkscluster: Schrägseilbrücken

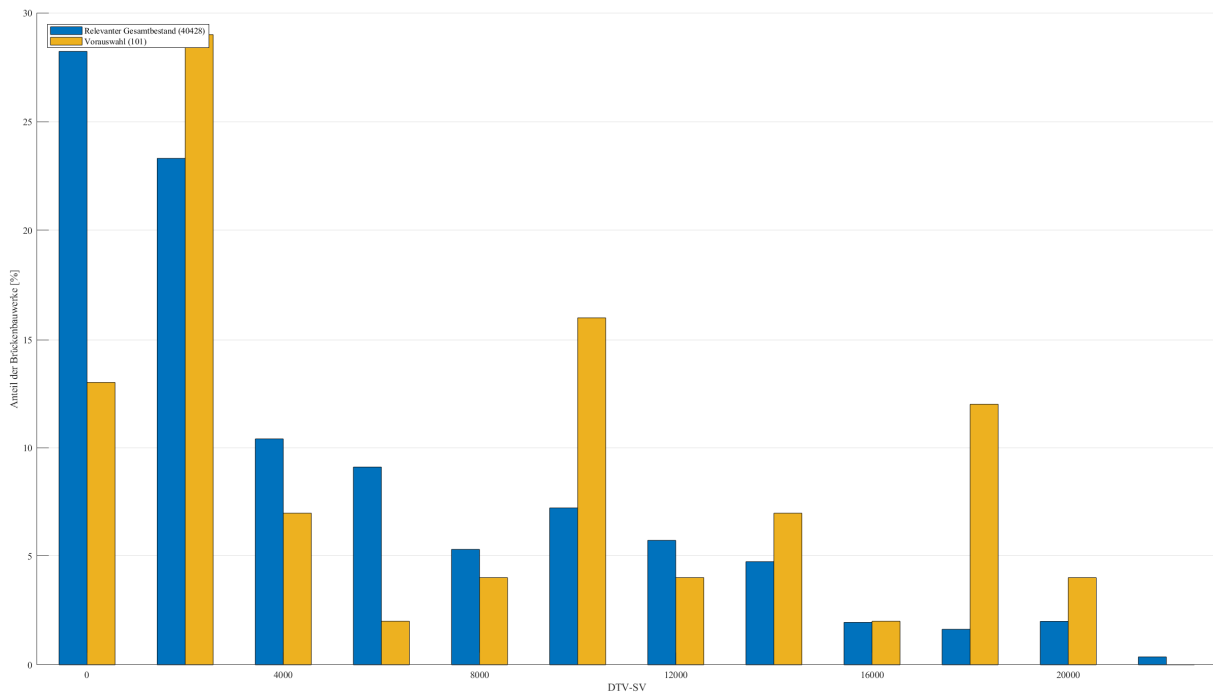
- a. Bauarten: Schrägseilbrücken

Für die genannten Bauwerkscluster wurden weitere Kriterien eingeführt, sodass sich die Anzahl der für eine Instrumentierung interessanten Brücken reduziert und die entsprechenden Bauwerke ausgewählt werden können. Dieser Schritt wurde in enger Zusammenarbeit der Projektpartner durchgeführt. Dabei hat LAP maßgeblich die Auswahl der mit Messtechnik auszurüstenden Bauwerke des Cluster 1 getroffen und die RWTH Aachen hat die mit Messtechnik auszustattenden Bauwerke der Cluster 2 und 3 federführend ermittelt. Die Dokumentation dieser Schritte ist den Berichten der jeweiligen Projektpartner zu entnehmen.

1.5. Relevanz der Bauwerkscluster

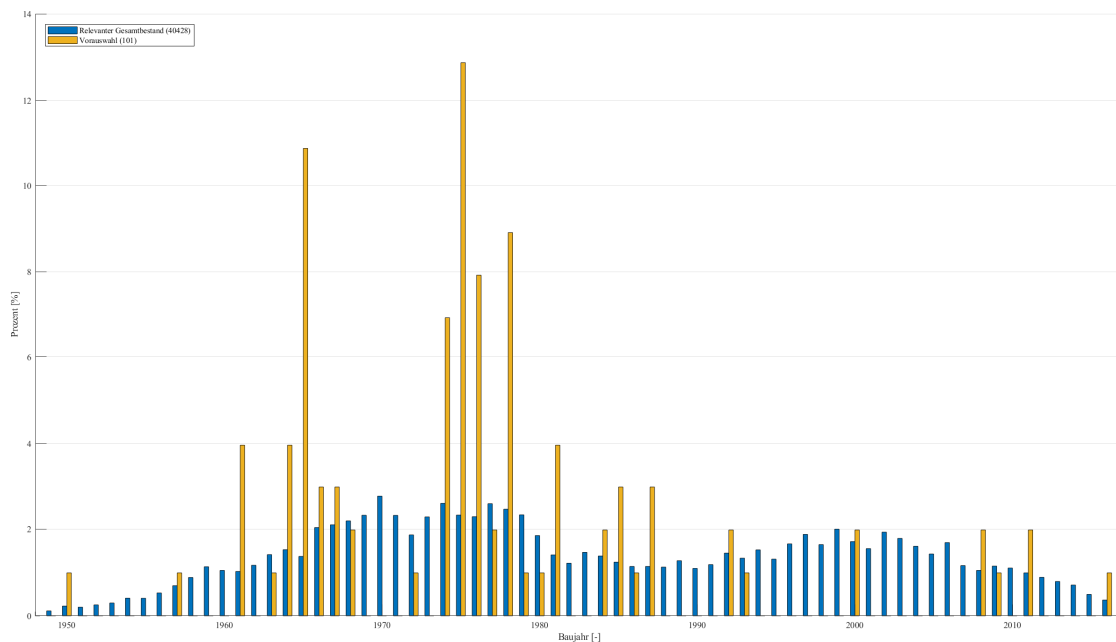
Die verbliebenen Brückenbauwerke der Vorauswahl wurden anhand von Länge, Breite, Baujahr, DTV-SV, Feldanzahl, Stützweite und Bauwerksart den relevanten Brückenbauwerken der Bundesfernstraßen (Gesamtbestand), sowie dem entsprechenden Teilbestand, gegenübergestellt. Um die jeweiligen Teilbestände zu bestimmen, wurden die Auswahlkriterien des betrachteten Clusters auf den relevanten Gesamtbestand (40428 Teilbauwerke) angewandt. Weiterhin wurden die verbliebenen Brückenbauwerke anhand ihrer Tragfähigkeitsklassen in Bezug auf Brückenanzahl, Fläche, Länge und Breite in den Gesamt- bzw. Teilbestand eingeordnet. In diesem Kapitel werden einige wesentliche Aspekte der Analyse aufgegriffen und erläutert.

Bei der clusterübergreifenden Gegenüberstellung der Teilbauwerke der Vorauswahl zu dem relevanten Gesamtbestand wird deutlich, dass die Vorauswahl in Bezug auf die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs (DTV-SV) insgesamt repräsentativ für den Gesamtbestand ist, siehe BAST Abb. 1.2. Mit zunehmender DTV-SV nimmt die Anzahl der Bauwerke im Gesamtbestand ab. Dagegen weisen prozentual mehr Teilbauwerke der Vorauswahl eine hohe DTV-SV auf. Dies ist darin begründet, dass bei der Vorauswahl Bauwerke mit Handlungsbedarf ausgewählt wurden. Eine hohe DTV-SV führt zu einer höheren Brückenbelastung und somit zu einer erhöhten Wahrscheinlichkeit für Defizite und den damit einhergehenden Handlungsbedarf.



BASSt Abb. 1.2: Gegenüberstellung des DTV-SV zum Anteil der Brückenbauwerke im relevanten Gesamtbestand und der Vorauswahl der Brückenbauwerke

Die getroffene Vorauswahl beinhaltet überdurchschnittlich viele Bauwerke mit Baujahren in den 1960er bis 1980er Jahren. In diesen Jahren wurden viele Brücken gebaut, die nun den gestiegenen Verkehrsanforderungen ausgesetzt sind und bei denen nun ein erhöhter Handlungsbedarf vorliegt (BMDV, 2019). Bei jüngeren Brückenbauwerke dagegen wurden die erhöhten Anforderungen schon in der Planung berücksichtigt. Jedoch liegt insgesamt analog zum Gesamtbestand eine weite Streuung vor, siehe BASSt Abb.1. 3.

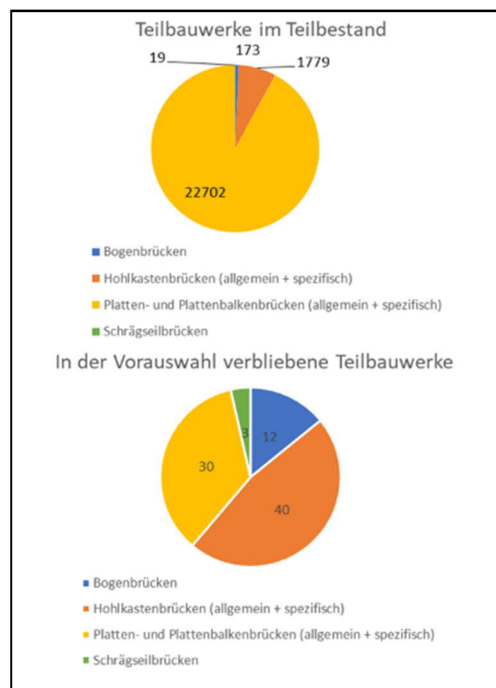


BASSt Abb.1. 3: Gegenüberstellung des Baujahrs zum Anteil der Brückenbauwerke im relevanten Gesamtbestand und der Vorauswahl der Brückenbauwerke

Werden die Auswahlkriterien der Bauwerkscluster auf den Gesamtbestand angewendet, liegt der Anteil der Teilbauwerke Bauwerksclusters Platten- und Plattenbalkenbrücken im Teilbestand bei 92 %.

Die Aufteilung der Bauwerkscluster in der verbliebenen Vorauswahl ist dagegen gleichmäßiger. Daraus ergibt sich, dass die Brückenbauwerke der Platten- und Plattenbalkenbrücke im Bauwerkscluster in der Vorauswahl unterrepräsentiert und die anderen Cluster überrepräsentiert sind, siehe BAST Abb. 1.4.

Durch den Vergleich der Cluster mit den Gesamt- und Teilbeständen wird deutlich, welche Attribute der geclusterten Bauwerke sich verstärkt im Netz der Bundesfernstraßen wiederfinden lassen. Hierdurch soll eine Priorisierung der zu untersuchenden Bauwerkseigenschaften, bzw. Schwachstellen, ermöglicht werden.



BAST Abb. 1.4: Aufteilung des Teilbestands und der verbliebenen Teilbauwerke aus der Vorauswahl auf die verschiedenen Bauwerkscluster

2. Entwicklung von Zustandskennzahlen

In diesem Kapitel wird die Grundlage für Zustandskennzahlen gebildet, die Informationen zur Bauwerkszuverlässigkeit liefern. Ziel ist die Ableitung risikobasierter Kennzahlen, die im Gegensatz zum heutigen Bewertungsschema nach DIN 1076: 1999 nicht nur anhand von Zustandsnoten und Substanzkennzahlen die Substanz der Brückenbauwerke bewerten, sondern auch deren voraussichtliche Zustandsentwicklung berücksichtigen.

Um die schädigenden Einflüsse des Verkehrs abzuschätzen, wurden die vorhandenen Datenquellen des Bundes, u.a. die Straßeninformationsbank sowie Achslast- und Verkehrszähl Datensätze, mit neuartigen Ansätzen verschnitten und ausgewertet. In diesem Zusammenhang sind KI-gestützte Prozesse zum Einsatz gekommen, um die Korrelationen der Datenquellen zu identifizieren und eine Datenanreicherung zu ermöglichen. Der Informationsgehalt von lokal vorhandenen Daten (u.a. Datensätze von Achslastmessstellen) sollte auf diese Weise auf flächendeckende Informationsquellen (u.a. Datensätze von Verkehrszählstellen) übertragen werden. Da die genannten Datensätze bereits seit einigen

Jahren historisiert werden, sollte die Verkehrsbelastung der aufgezeichneten Jahre quantifizierbar werden. Durch eine Gegenüberstellung des Brückenbestandes mit den Verkehrsbelastungen der letzten Jahrzehnte, sollten Rückschlüsse auf den schädigenden Einfluss des Verkehrs gezogen werden. Das genaue Vorgehen sowie die Ergebnisse sind in Kapitel 2.1 beschrieben.

Das Risiko, welches von den Bauteilen bzw. Bauteilgruppen ausgeht, wurde analysiert und soll in die Bildung der Kennzahlen einfließen. Ein Risiko wird als Produkt der Versagenswahrscheinlichkeit und der Auswirkungen des Versagens definiert. Dieses Risiko kann durch ein Risikomanagement abgeschätzt, bewertet und ggf. behandelt werden. Ein wesentliches Ziel des Risikomanagements ist das Erreichen von Grenzzuständen frühzeitig zu erkennen, um geeignete Maßnahmen ergreifen zu können, siehe Kapitel 2.2.

Am Beispiel der Ermüdungssicherheit von Koppelfugen wurden ein Analysetool zur Bewertung von Schäden basierend auf den Datensätzen der Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerke, (SIB-BW) sowie ergänzenden Messdaten entwickelt. Dafür wurden die Daten untersucht und auf Grundlage der vorhandenen Struktur ein maschinelles Lernmodell verwendet, um die Dauerhaftigkeitsbenotung der Schäden zu erkennen, siehe Kapitel 2.3.

2.1. Charakteristische Verkehrseinwirkungen¹

Ein Ziel des Arbeitspakets 3.3 „Entwicklung von Zustandskennzahlen“ im Teilvorhaben der BAST ist, die Hintergründe der Entwicklungen und die maßgebenden Einflussfaktoren der charakteristischen Verkehrseinwirkungen auf Brückenbauwerke der Bundesautobahnen zu identifizieren, um einen Weg für eine vereinfachte, standardisierte Herleitung aufzuzeigen und eine Definition übergeordneter Kennwerte, bzw. Ableitung von Leistungsindikatoren, zu ermöglichen. Vor diesem Hintergrund sollen aus den Datensätzen der stationären Achslastmessstellen (AMS) im Netz der Bundesautobahnen charakteristische Verkehrseinwirkungen unter Zuhilfenahme unterschiedlicher Szenarien, im Folgenden auch als Fälle bezeichnet, hergeleitet werden. Diese charakteristischen Verkehrseinwirkungen beziehen sich jeweils auf eine AMS, ein Jahr und einen Fahrstreifen oder eine Fahrstreifenkombination. Dabei sind die Großraum- und Schwerlasttransporte, bzw. der genehmigungspflichtige Schwerverkehr relevant, da diese Fahrzeuge hohe Einwirkungen auf Brückenbauwerke erzeugen und darüber hinaus kein festes Gestaltungsbild bezüglich Art, Abständen oder Anzahl der verbauten Achsen aufweisen. Der Einfluss dieser Transporte soll anhand einer differenzierten Herleitung quantifizierbar werden. Die Analyse der Verkehrseinwirkungen erfolgt sowohl mit, als auch ohne die Fahrzeugtypen 0 und 108 nach TLS (2012). Da es sich bei schwergewichtigen Fahrzeugen des Typs 0 i.d.R. um nicht oder nur teilweise erfasste Fahrzeuge des Typs 108 handelt, werden die beiden Fahrzeugarten unter dem Begriff „Sonderfahrzeuge“ vereint. Darüber hinaus soll der Einfluss des Stauverkehrs untersucht werden, wobei die Herleitung anhand unterschiedlicher Stau- und Verkehrssimulationen erfolgt. Schließlich soll auch eine Rückführung dieser Analyseergebnisse auf Objektebene, d.h. auf einzelne Brückenbauwerke, ermöglicht werden.

¹ Dieses Kapitel wurde durch Andreas Socher vollkommen eigenständig und in Eigenverantwortung verfasst.



BASSt Abb. 2.1: Darstellung eines Sonderfahrzeugs / Typ 108 / Autokran / Mobilkran
(BERGER, 2016)

Zunächst erfolgt die Auswahl einer Reihe von idealisierten, fiktiven Brückenbauwerken, bzw. statischen Systemen, die anhand eines Spektrums an Stützweiten den Brückenbestand der Bundesautobahnen umfänglich abdecken. Diese Bauwerke werden nachfolgend zur Ableitung von Einflusslinien genutzt, um die aus Achslastdaten hergeleiteten Verkehrsströme auf diesen zu überführen und die maßgebenden Verkehrssituationen zu erfassen. Zur Aufbereitung, Analyse und Auswertung sämtlicher Datensätze wurde das Programmsystem MATLAB des Unternehmens „The MathWorks“ verwendet. Die Verkehrsströme sind das Produkt einer umfassenden Aufbereitung der Achslastdaten, in denen die Überfahrten und Eigenschaften der erfassten Fahrzeuge genau dokumentiert wurden. Aus den aufgezeichneten Fahrzeugen wurden zunächst fließende Verkehrsströme hergestellt, die im Anschluss erneut für Analysen herangezogen wurden, um u.a. anhand festgelegter Parameter und Annahmen Stau zu detektieren und zu simulieren. Nachfolgend werden ausschließlich die Tagesminima und Tagesmaxima bzgl. der entsprechenden Schnittgrößen untersucht. Die auf diesem Weg gesammelten Tagesminima und -maxima werden nachfolgend als Blockmaxima bezeichnet. Dieses Vorgehen erfolgt anhand verschiedener Verkehrsströme, nachfolgend auch Varianten genannt, die die Fahrzeuge der unterschiedlich aufgezeichneten Haupt- und Überholfahrstreifen beinhalten. Die Varianten beziehen sich nicht nur auf einzelne Fahrstreifen, sondern auch auf richtungsbezogene Fahrstreifenkombinationen. Die untersuchten Verkehrsströme sind somit direkt aus den Aufzeichnungen der Achslastmessstellen, die ausschließlich reale Fahrzeugdaten beinhalten, hergestellt und keine stochastische, bzw. künstliche, Generierung von Verkehrsströmen.

Für die maßgebenden Positionen der Schnittgrößen, u.a. für Einspann-, Stütz- und Feldmomente, erfolgt im Rahmen der Jahresdaten einer stationären Achslastmessstelle eine Extrapolation der Blockmaxima auf charakteristische Werte. Die für die nachfolgenden Arbeitsschritte maßgebenden Extrapolationen erfolgen anhand der Tagesmaxima sowie der Gumbel-Verteilung, die sich im Rahmen von Voruntersuchungen im Vergleich zu anderen Extremwertverteilungen als geeignet erwiesen hat und bereits für die Berechnung von Designwerten für Windlasten erfolgreich eingesetzt wurde (HOLMES; BEKELE, 2021). Die Gumbel-Verteilung hat im Hinblick auf die untersuchten Arten der Blockmaxima, Tages-, Wochen- und Monatsmaxima, sowie im Rahmen von Datenlücken eine gute Stabilität demonstriert. Das Ergebnis einer Voruntersuchung (siehe BASSt Abb. 2.1) zeigt, dass ein Datenbestand von Block-, bzw. Tagesmaxima, der mindestens 73 Tage, bzw. 20 % der Tage eines Jahres, umfasst, ausreicht, um eine aussagekräftige Extrapolation durchzuführen, bzw. charakteristische Verkehrseinwirkungen herzuleiten. Durch die Berücksichtigung unterschiedlicher Wiederkehrperioden können die hergeleiteten charakteristischen Schnittgrößen den äquivalenten Schnittgrößen der maßgebend im Bundesautobahnennetz vertretenen Lastmodelle gegenübergestellt werden (SOCHER; MÜLLER, 2020). Vor dem Hintergrund einer Brückenauswahl, die den Gesamtbestand der Bundesautobahnen umfänglich abdeckt, sollen universelle Kennwerte entwickelt werden. Diese

Schlüsselleistungsindikatoren, bzw. Key Performance Indicators (KPI), sollen der Repräsentierung der streckenzugbezogenen charakteristischen Verkehrseinwirkungen sowie deren Entwicklungen dienen.

Als Gesamtergebnis des Kapitels 2.1 soll eine weitere Informationsgrundlage für Verkehrs- und Erhaltungsplanungen entstehen. Da jede stationäre Achslastmessstelle auch eine automatische Verkehrszählstelle, bzw. Dauerzählstelle, darstellt, ist es möglich die Muster und Gesetzmäßigkeiten zwischen den Verkehrseinwirkungen und den dazugehörigen Zähldaten zu untersuchen. Vor dem Hintergrund des Zählstellennetzes der Bundesfernstraßen, das derzeit 2.013 Zählstellen beinhaltet, von denen 1.135 auf Bundesautobahnen und 878 auf Bundesstraßen entfallen (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 2022), sollen diese Muster und Gesetzmäßigkeiten genutzt werden, um die Ergebnisse aus den nur punktuell im Netz der Bundesautobahnen vorhandenen stationären Achslastmessstellen auf die weiteren, flächendeckend vorhandenen automatischen Zählstellen zu übertragen. Hierzu sollen Algorithmen aus dem Bereich des maschinellen Lernens, einem Teilgebiet der künstlichen Intelligenz, Anwendung finden. Auf diesem Weg soll die Möglichkeit, flächendeckende Aussagen über die charakteristischen Verkehrseinwirkungen der Bundesautobahnen zu treffen, aufgezeigt werden.

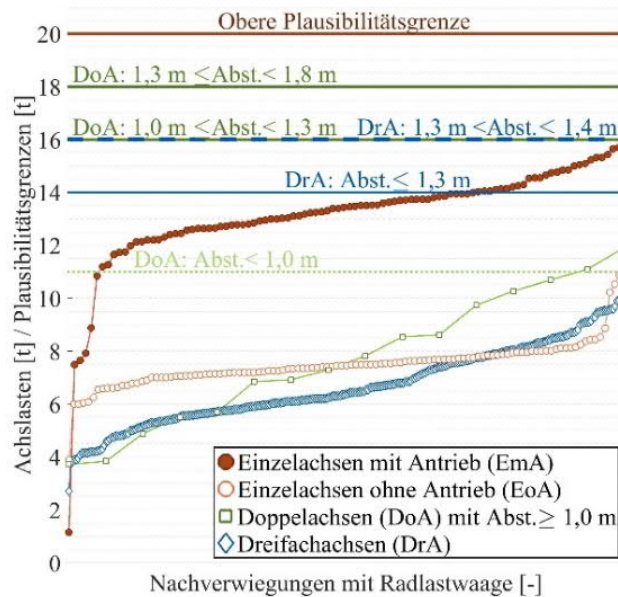
2.1.1. Methodik

Im Folgenden werden die verwendeten Methodiken zur Herleitung der charakteristischen Verkehrseinwirkungen beschrieben.

2.1.1.1. Achslasterfassung

Der von der BAST bereitgestellte Datenbestand repräsentiert die bundesweit erfassten Monatsdatensätze der stationären AMS, die seit dem Jahr 2011 im Netz der Bundesautobahnen erfasst werden. Aktuell wird an 41 Richtungsmessstellen an 21 Querschnitten gemessen (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 2023). Die fest in der Fahrbahn verbauten Sensoren erfassen während einer Überfahrt eine Reihe an Fahrzeugeigenschaften: Die Weigh-In-Motion-Messanlagen (WIM-Messanlagen) erfassen das Datum, die Uhrzeit, die Fahrstreifen, den Fahrzeugtyp, die Fahrzeuglänge, die Abstände zwischen den Achsen und Fahrzeugen, das Gesamtgewicht sowie die Achslasten. Auf Grundlage der gemessenen Achslasten und des damit berechneten Gesamtgewichts werden entsprechende Überladungskennungen angegeben. Die Plausibilität der Fahrzeugmessungen wird mit einer Kennung des Tages je Fahrstreifen und einer Kennung des Datensatzes angezeigt. Bei unplausiblen Messungen geben die jeweiligen Kennungen Hinweise auf die Eigenschaft, die als unstimmig identifiziert worden ist (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 2023).

Darüber hinaus wurden für die Achslasten der unterschiedlichen Achstypen weitere Plausibilitätsgrenzen entwickelt, die bereits die Zustimmung der Bundesanstalt für Straßenwesen sowie des Bundesamtes für Güterverkehr erhalten haben und daher vollständig in die oben genannte Plausibilisierung implementiert wurden. Diese Erweiterung der Plausibilisierung wurde anhand einer eingehenden Analyse der Vor- und Nachverwiegungen von Achslasten unterschiedlicher Typen entwickelt, siehe BAST Abb. 2.2.



BASSt Abb. 2.2: Plausibilitätsgrenzen unterschiedlicher Achstypen (SOCHER, 2021)

Da für eine Extrapolation auf charakteristische Verkehrseinwirkungen mindestens ein Datenbestand von 73 Tagen, bzw. 20 % der Tage eines Jahres, je AMS, Fahrtrichtung und Jahr bestehen muss, können nicht alle verfügbaren Datensätze der stationären Achslastmessstellen für die Analyse herangezogen werden. Auch sind Datensätze von stationären Achslastmessstellen auszuschließen, die nicht in der Lage sind, bzw. gewesen sind, den Fahrzeugtyp 108 zu erkennen. Da die damit erkannten Großraum- und Schwerlasttransporte, bzw. der genehmigungspflichtige Schwerverkehr, eine wichtige Rolle im Hinblick auf die Zielvorstellung spielen, wurden diese Datensätze als unbrauchbar bewertet. Die für die Analyse herangezogenen AMS sind zusammen mit den jeweils ausgewerteten Fahrtrichtungen (FR) in BASSt Tabelle 2 zu finden.

BASSt Tabelle 2.1: Analyisierte Achslastmessstellen (AMS) und Fahrtrichtungen (FR) der Jahre 2011 bis 2020

Achslastmessstellen und Fahrtrichtungen	
AMS 1291 – FR 1	AMS 5705 – FR 2
AMS 3392 – FR 1	AMS 9625 – FR 1
AMS 3901 – FR 2	AMS 9625 – FR 2
AMS 3902 – FR 1	AMS 9627 – FR 1
AMS 5701 – FR 1	AMS 9627 – FR 2
AMS 5701 – FR 2	AMS 9628 – FR 1
AMS 5703 – FR 1	AMS 9628 – FR 2
AMS 5703 – FR 2	AMS 9629 – FR 1
AMS 5705 – FR 1	AMS 9629 – FR 2

Während der durchgeführten Verkehrs- und Stausimulationen hat sich im Rahmen der Optimierung der Berechnungsdauer der Analyse sowie der Herstellung eines gestauten Verkehrsflusses die Frage gestellt, ob Fahrzeuge, i.d.R. PKW, die keine Achslast in den Datensätzen der AMS aufweisen, Berücksichtigung finden sollen. Da im gestauten Verkehrsfluss leichtgewichtige Fahrzeuge, u.a. PKW, Motorräder und Lieferwagen, i.d.R. auf den 1. und 2. Überholfahrstreifen ausweichen, wodurch oft ausschließlich Schwerverkehr auf dem Hauptfahrstreifen verbleibt, wurden diese Fahrzeuge, deren Achslasten nicht erfasst wurden, aus der Analyse entfernt. Diese Reduzierung der zu analysierenden Fahrzeuge führt

zu einer erheblichen Beschleunigung der Berechnung, die zur Folge hat, dass rund ein Drittel der Berechnungsdauer dieses Analyseschritts eingespart und darüber hinaus die gleiche Datensatzaufbereitung für fließenden und gestauten Verkehr Anwendung finden kann. Demgegenüber stehen Ungenauigkeiten, die jedoch für die weiteren Analysen irrelevant sind. Aufgrund dieser Überlegungen wurde die Annahme getroffen, dass es sinnvoll ist diese Fahrzeuge für die Analyse nicht zu berücksichtigen (SOCHER, 2021).

2.1.1.2. Varianten der analysierten Verkehrsströme

Bei Fahrstreifen, die von den stationären AMS erfasst wurden, handelt es sich i.d.R. um Hauptfahrstreifen und 1. Überholfahrstreifen. Im Zuge der Betrachtung der beiden Fahrtrichtungen wurde den Hauptfahrstreifen die Kennziffern 1 und 33 und den 1. Überholfahrstreifen die Kennziffern 2 und 34 zugewiesen. Im Hinblick der zu untersuchenden Verkehrsströme ergeben sich somit sechs Varianten, die sowohl einzelne, als auch kombinierte Fahrstreifen enthalten, siehe BAST Tabelle 2.2.

BAST Tabelle 2.2: Auflistung der Varianten der analysierten Verkehrsströme

Varianten	Fahrtrichtung	Fahrstreifen	Abkürzung	Kennziffern der Fahrstreifen
1	1	Hauptfahrstreifen, 1. Überholfahrstreifen	HS, 1.ÜS	1, 2
2	2	Hauptfahrstreifen, 1. Überholfahrstreifen	HS, 1.ÜS	33, 34
3	1	Hauptfahrstreifen	HS	1
4	1	1. Überholfahrstreifen	1.ÜS	2
5	2	Hauptfahrstreifen	HS	33
6	2	1. Überholfahrstreifen	1.ÜS	34

2.1.1.3. Bauwerksauswahl

Die Basis der Datenanalyse bilden vereinfachte statische Systeme in Längsrichtung, die in Summe ihrer maßgebenden Schnittgrößenpositionen der Feld- und Stützmomente ein Spektrum an Einflusslinien für die nachfolgenden Untersuchungen liefern. Der Vergleich von Momentenschnittgrößen unterschiedlicher Stützweiten und Feldanzahlen wird auf diesem Weg ermöglicht und eine umfängliche Anwendung der Ergebnisse auf den Bestand der Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen wird sichergestellt.

Die Bauwerksauswahl umfasst 13 idealisierte, fiktive Brückenbauwerke, siehe BAST Tabelle 2. 3. 11 Bauwerke stellen freiaufliegende Einfeldträger mit Stützweiten von 2 m bis 200 m dar. Bei den anderen beiden Bauwerken handelte es sich um eine einfeldrige Integralbrücke, bzw. einen Vollrahmen, und ein zweifeldriges Brückenbauwerk mit Durchlaufwirkung. Insgesamt ergeben sich somit 17 Einflusslinien für die nachfolgenden Untersuchungen.

BASt Tabelle 2. 3: Gewählte statische Systeme

BWNr.	Feldanzahl	Stützweiten	Statisches System in Längsrichtung	Schnittgrößen der Untersuchung
1	1	2 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
2	1	5 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
3	1	10 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
4	1	15 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
5	1	20 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
6	1	25 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
7	1	30 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
8	1	40 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
9	1	50 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
10	1	100 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
11	1	200 m	Einfeldrig, frei aufliegend	Feldmoment
12	1	5 m	Vollrahmen	1. und 2. Stützmoment, Feldmoment
13	2	25 m	Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung	1. und 2. Feldmoment, Stützmoment

Als maßgebende Position wird für das Feldmoment der einfeldrigen Brückenbauwerke die Feldmitte festgelegt. Die Feldmomente des zweifeldrigen Brückenbauwerks werden an 7/16 der Länge des ersten Feldes und 9/16 der Länge des zweiten Feldes berechnet. Erfahrungswerte und eigens durchgeführte Vergleichsrechnungen zeigen, dass diese Positionen eine gute Wahl darstellen, um die maximalen Feldmomente zu berechnen. Die Stützmomente werden über den Stützstellen und an den Einspannungen berechnet. Die Schnittgrößenermittlung folgt dem Prinzip, dass für Feldmomente maximale und für Stützmomente minimale Werte vorrangig zu betrachten sind. Zur Herleitung der Einflusslinien wird das Kraftgrößenverfahren, ein baustatisches Verfahren nach Theorie I. Ordnung, herangezogen. Es werden Stabmodelle verwendet, die Auflager werden als starr angenommen und die Auflagerbreiten vernachlässigt.

Im Hinblick auf die nachfolgenden Untersuchungen sind lediglich die Stützweiten der frei aufliegenden Einfeldträger, genauer Brückenbauwerk 2 bis 11, relevant. Da der Fokus auf die maßgebenden Einflussfaktoren der charakteristischen Verkehrseinwirkungen gelegt wird, sind genauere objektspezifische Betrachtungen nicht vorgesehen, wodurch die Eigenschaften der Brückenbauwerke lediglich im Zuge der Einflusslinien frei aufliegender Einfeldträger betrachtet werden. Aufgrund des erheblichen Berechnungsumfangs, der auf Basis der Untersuchung mehrerer Einflussfaktoren sowie deren Wechselwirkungen zustande kommt, wurden die Analysen der Brückenbauwerke 1, 12 und 13 zurückgestellt.

2.1.1.4. Lastmodelle

Mit Hilfe der Einflusslinien der idealisierten, fiktiven Brückenbauwerke werden auf Basis unterschiedlicher Lastmodelle und Brückenklassen, bzw. Lastannahmen, Normenvergleichswerte, maximale und minimale Feld- und Stützmomente für die untersuchten Fahrstreifen und -kombinationen, berechnet, die zur Auswertung der

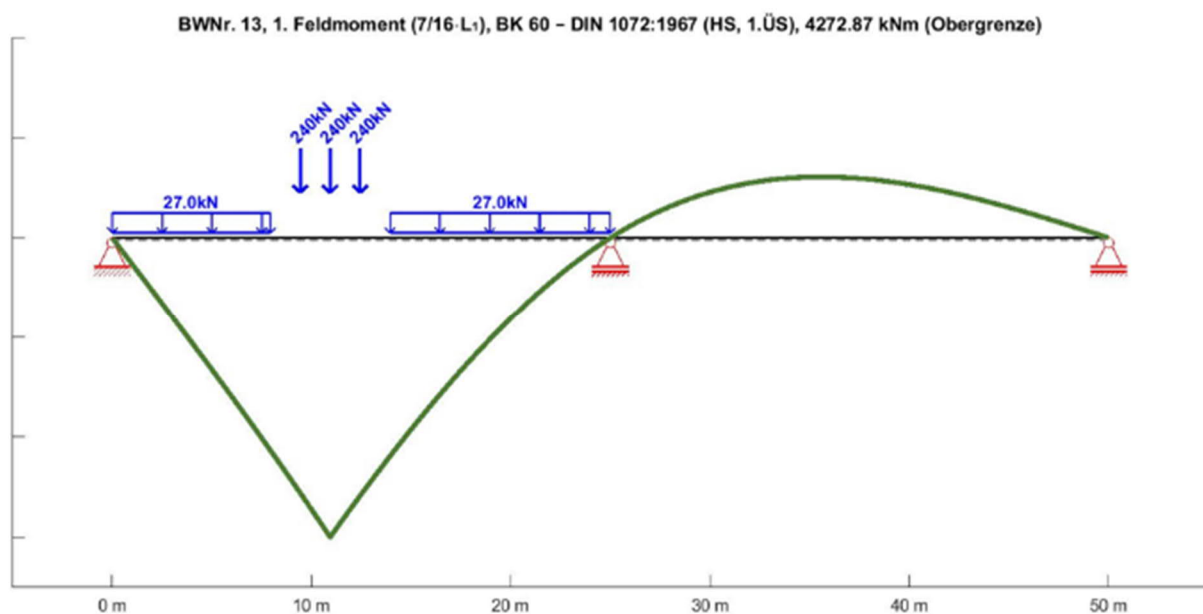
Analyseergebnisse dienen. Die dabei zur Verfügung stehenden Lastmodelle, bzw. Brückenklassen, werden in BAST Tabelle 2.4 aufgelistet.

BAST Tabelle 2.4: Lastmodelle

Norm	Lastmodell / Brückenklasse	Abkürzung
DIN EN 1991-2 2010-12 i.V.m. DIN EN 1991-2/NA 2012-08 DIN-Fachbericht 101:2009-03	Lastmodell 1	LM1 - EC 1
DIN 1072:1985-12	Brückenklasse 60/30	BK 60/30
DIN 1072:1967-11	Brückenklasse 60	BK 60
DIN 1072:1985-12	Brückenklasse 30/30	BK 30/30
DIN 1072:1967-11	Brückenklasse 30	BK 30

Im Prozess der Ermittlung der Normenvergleichswerte werden die Lasten der Lastmodelle und Brückenklassen über die entsprechenden Einflusslinien geführt, wobei die Breite der Fahrstreifen stets mit 3 Metern angesetzt wird. Die dabei erfassten Maxima und Minima stellen die gesuchten Normenvergleichswerte dar. Die Maxima der Normenvergleichswerte werden als Obergrenzen (OG) und die Minima als Untergrenzen (UG) bezeichnet. Aus den insgesamt 17 Einflusslinien, die den 13 ausgewählten Brückenbauwerken entsprungen sind, ergeben zusammen mit den 6 individuellen Lastannahmen und den 6 untersuchten Varianten der Verkehrsströme 1.224 Normenvergleichswerte, die die maßgebenden Momentenschnittgrößen der angewendeten Lastannahmen beinhalten.

Zu jeder der 1.224 Berechnungen wurde zur händischen Prüfung eine Abbildung generiert, die neben dem Ergebnis und einer eindeutigen Identifikation auch das statische System, die Einflusslinie und die Lasten an den maßgebenden Positionen beinhaltet. Ein Beispiel ist in BAST Abb. 2.3 dargestellt.



BAST Abb. 2.3: Exemplarisches statisches System mit Einflusslinie

2.1.1.5. Schrittweite der Achslastüberführung

Im Rahmen der Entwicklung der Methodik zur Bestimmung der Block-, bzw. Tagesmaxima ist es notwendig gewesen, eine Schrittweite festzulegen, die für die Überführung der einzelnen Achslasten der Datensätze der stationären Achslastmessstellen Anwendung findet. Die festzulegende Schrittweite stellt in diesem Zusammenhang einen Kompromiss zwischen der Berechnungsdauer und der Genauigkeit der Analyse dar.

Die Ergebnisse einer Untersuchung verschiedener Brückenbauwerke, Schnittgrößen und Varianten der analysierten Verkehrsströme führen zu dem Schluss, dass eine Schrittweite von 5 % der kleinsten Stützweite eines Brückenbauwerks eine geeignete Wahl darstellt. Zum einen ergibt sich aus dieser Schrittweite eine noch tolerierbare Berechnungszeit, zum anderen wird sichergestellt, dass die drei gewählten Kriterien (prozentuale Übereinstimmung der maßgebenden Fahrzeuge der jeweiligen Tages- bzw. Blockmaxima, prozentuale Übereinstimmung der durchschnittlichen Höhe der Block- bzw. Tagesmaxima eines Jahresdatensatzes, prozentuale Übereinstimmung des extrapolierten, charakteristischen Wertes der Block- bzw. Tagesmaxima) und damit auch die damit verbundenen Genauigkeiten erfüllt werden. Dabei beeinflussen ein unregelmäßiger Verlauf und besonders hervorgehobene Spitzen an den untersuchten Schnittgrößenpositionen der Einflusslinien die Genauigkeit der Analyse im Hinblick der drei aufgeführten Kriterien negativ (SOCHER, 2021).

2.1.1.6. Berücksichtigung von Fahrzeugen ohne erfasste Achslasten

Auf Basis der unternommenen Verkehrs- und Stausimulationen hat sich im Rahmen der Optimierung der Berechnungsdauer der Analyse sowie der Herstellung eines gestauten Verkehrsflusses die Frage gestellt, ob Fahrzeuge, i.d.R. PKW, die keine Achslast in den Datensätzen der AMS aufweisen, Berücksichtigung finden sollen. Anhand der nachfolgenden Überlegungen wurde die Annahme getroffen, dass es sinnvoll ist diese Fahrzeuge für die Analyse nicht zu berücksichtigen (SOCHER, 2021):

Da im gestauten Verkehrsfluss leichtgewichtige Fahrzeuge, u.a. PKW, Motorräder und Lieferwagen, i.d.R. auf den 1. und 2. Überholfahrstreifen ausweichen, wodurch oft ausschließlich Schwerverkehr auf dem Hauptfahrstreifen verbleibt, wurden diese Fahrzeuge, deren Achslasten nicht erfasst wurden, aus der Analyse entfernt. Die Entscheidung der Entfernung dieser leichtgewichtigen Fahrzeuge ergibt auch im Hinblick des 1. Überholfahrstreifens Sinn: Da die Schwerverkehrsfahrzeuge des 1. Überholfahrstreifens entsprechend, bzw. sofern möglich parallel, zu den nächstgelegenen Schwerverkehrsfahrzeugen des Hauptfahrstreifens angeordnet wurden, ergeben sich trotz der Stausimulation weiterhin signifikante Abstände auf dem 1. Überholfahrstreifen, die zusammen mit dem ggf. vorhandenen, nicht erfassten und analysierten 2. Überholfahrstreifen ausreichen, um die leichtgewichtigen Fahrzeuge aufzunehmen (SOCHER, 2021).

Vor dem Hintergrund der Simulation des fließenden Verkehrs ergibt die Vernachlässigung der leichtgewichtigen Fahrzeuge ebenfalls Sinn. Zwar wird der simulierte Verkehrsfluss anhand der Geschwindigkeiten und Zeitpunkte der Überfahrten der Fahrzeuge über die AMS bestimmt, wodurch eine größere Fahrzeuganzahl die Genauigkeit der Berechnung der Fahrzeugabstände erhöht, jedoch ergeben sich in diesem Zusammenhang unter Berücksichtigung der drei Kriterien der Auswahl der Schrittweite der Achslastüberführung nur minimale Ungenauigkeiten, die für die weiteren Analysen irrelevant sind. Diese Reduzierung der zu analysierenden Fahrzeuge ergibt eine erhebliche Beschleunigung der Berechnung, die zur Folge hat, dass rund ein Drittel der Berechnungsdauer dieses Analyseschritts eingespart werden kann und darüber hinaus die gleiche Datensatzaufbereitung für fließenden, als auch gestauten Verkehr Anwendung finden kann (SOCHER, 2021).

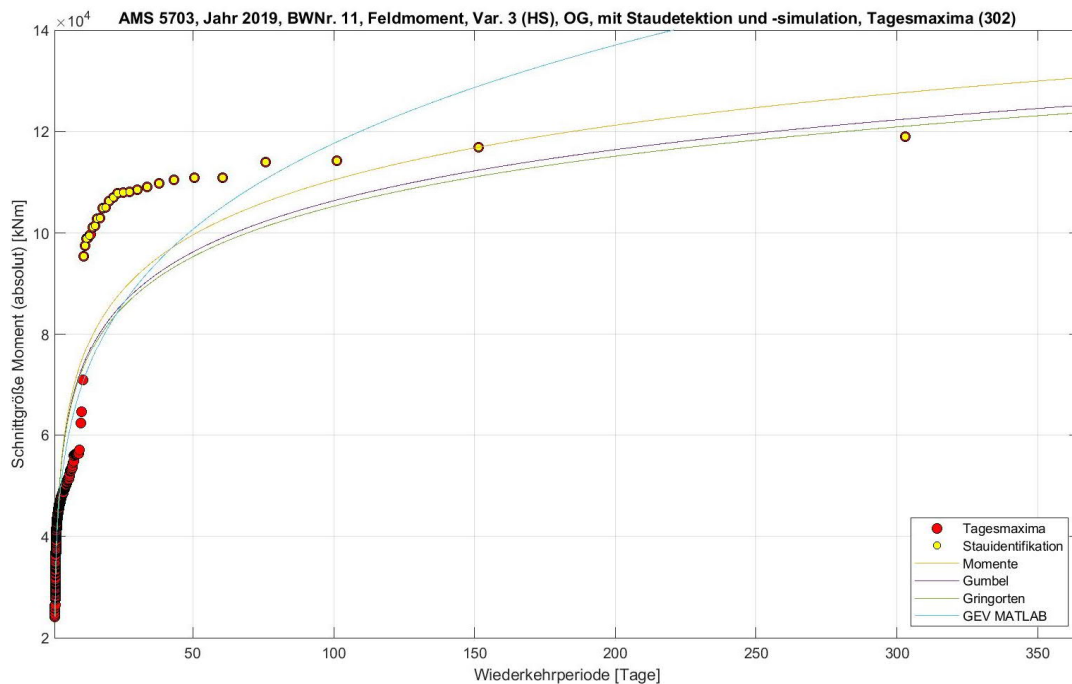
2.1.1.7. Spezifikation der Analyse und Auswertung

Die verwendete Methodik, die direkt auf erfasste Achslastdaten der Bundesautobahnen aufbaut, besitzt 6 maßgebende Szenarien, im Weiteren auch als Fälle bezeichnet. Die Auswertung der Analyseergebnisse wird anhand dieser Fälle durchgeführt, wodurch die Einflüsse von Sonderfahrzeugen und Stauverkehren auf die Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen deutlich herausgearbeitet wird.

Die Fälle werden zunächst nach Fahrzeugtypen unterschieden: Ein Teil der Fälle beinhaltet alle Typen (Fälle 1, 3 und 5), wohingegen der andere Teil die Sonderfahrzeuge, bzw. Fahrzeuge des Typs 0 und 108, ausschließt (Fälle 2,4 und 6). Der zweite Aspekt der Differenzierung ist die Art der dahinterliegenden Verkehrssimulation: Die Szenarien erstrecken sich dabei auf fließenden Verkehr (Fälle 1 und 2), fließenden Verkehr mit detektierten Stauzeiträumen (Fälle 3 und 4) sowie ausschließlichen Stauverkehr (Fälle 5 und 6). Da Achslastmessstellen (AMS) lediglich fließenden Verkehr aufzeichnen, ist es notwendig gewesen die Zeiträume des Stauverkehrs zu detektieren und den gestauten Verkehrsstrom zu simulieren. Der nicht erfasste Stauverkehr wird durch einen fiktiven, künstlichen Stauverkehr ersetzt. Hierfür wird der fließende Verkehr vor und hinter des detektierten Stauzeitraums, entsprechend seiner Dauer, in Stauverkehr umgewandelt.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde untersucht, welcher Mindestumfang an plausiblen Daten eines AMS-Datensatzes erforderlich ist, um verlässliche Ergebnisse zu erzielen. Aus der Analyse ergibt sich für die nachfolgende Untersuchung ein Mindestzeitraum plausibler Achslastdaten von mindestens 73 Tagen, bzw. 20 % der Tage eines Jahres. Diese Jahresdatensätze bilden sich aus den zur Verfügung stehenden Monatsdatensätzen. Die AMS wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten mit unterschiedlichen Konstruktionen errichtet und weisen daher unterschiedliche Funktionen, bzw. Erfassungsarten, auf. Vereinzelte Varianten und Ausführungen, die i.d.R. aus älteren Ausbaustufen stammen, sind nicht in der Lage den Fahrzeugtyp 108 zu erfassen. Die Datengrundlage der Analyse wurde daher entsprechend dieser Anforderung angepasst und die Datensätze ohne den Fahrzeugtyp 108 wurden entfernt.

Die nachfolgend untersuchten Sonderfahrzeuge sind die Summe der maßgebenden Fahrzeuge des Typs 0 und 108. Der Begriff „Sonderfahrzeug“ steht zwar für einen Fahrzeugtyp mit dem Code 108, also für Fahrzeuge mit beliebig vielen Achsen und Achskombinationen, jedoch werden in dieser Arbeit auch die maßgebenden Fahrzeuge des Typs 0, unbekannter Fahrzeugtyp, bzw. nicht zuordnungsbares Fahrzeug, unter dem Begriff des „Sonderfahrzeugs“ geführt, siehe *TLS 2012*: 2012. Diese Zusammenführung ist unter den gegebenen Umständen zielführend, da die erfassten Fahrzeuge des Typs 0 aufgrund ihrer Achslasten und Achsanordnungen i.d.R. einem unvollständig erfassten Fahrzeug des Typs 108 zuzuweisen sind und dementsprechend hohe Einwirkungen hervorrufen.



BASSt Abb. 2.4: Exemplarische statistische Extrapolation eines Jahresdatensatzes von Tagesmaxima

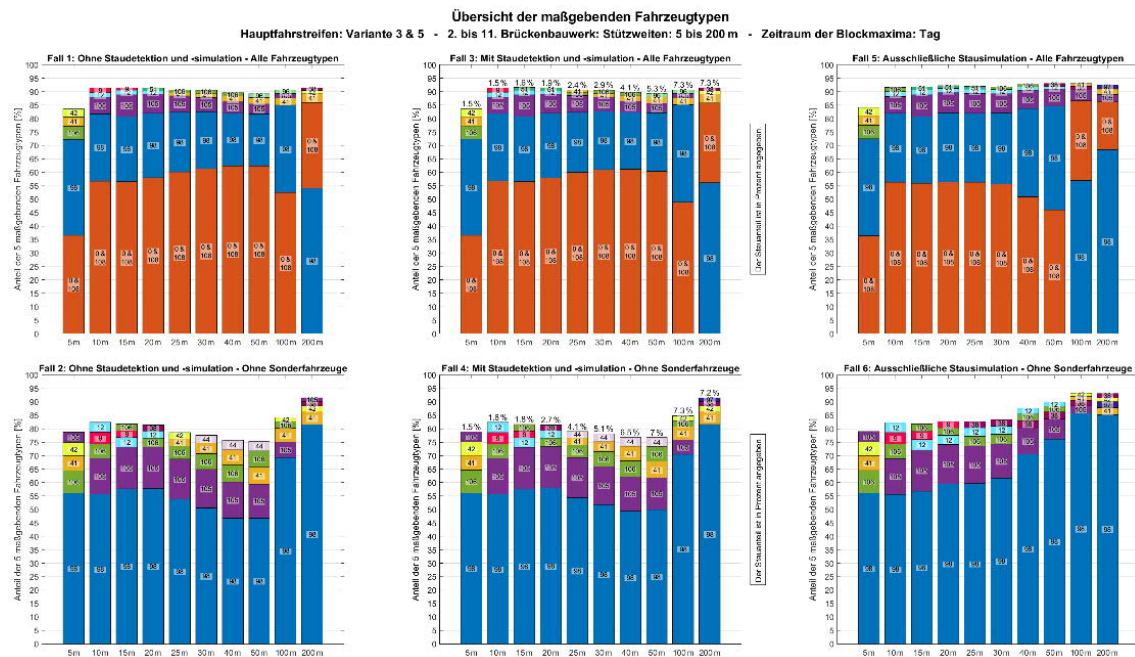
Die Methodik der Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen stützt sich auf die Gumbel-Verteilung, die als Extremwertverteilung dazu genutzt wird Maxima der Schnittgrößen eines Zeitabschnitts, bzw. Blockmaxima, zu einem charakteristischen Wert einer bestimmten Wiederkehrperiode zu extrapolieren. Die Datensätze der AMS werden hierzu verschiedenen Verkehrs- und Stausimulationen unterzogen, um an die Verkehrssituationen zu gelangen, die für das gegebene Brückenbauwerk, bzw. deren Einflusslinie, an dem jeweiligen Tag die maximale Einwirkung im Zuge einer festgelegten Größe, i.d.R. das Feldmoment, hervorgerufen hat. Diese Tages-, bzw. Blockmaxima, bilden in Bezug auf ein Jahr die Datenbasis für die Extrapolation. Die durchschnittliche Höhe und Standardabweichung der Blockmaxima eines Jahres sind relevante Kenngrößen zur Abschätzung der sich ergebenden Extremwertverteilungsfunktion.

BASSt Abb. 2.4 zeigt eine visualisierte Herleitung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen. Die statistische Extrapolation wird anhand des Bauwerks 11 nach BASSt Tabelle 2. 3 und damit für das Feldmoment einer einfeldrigen, frei aufliegenden Brücke, die eine Stützweite von 200 Metern aufweist, durchgeführt. Der Jahresdatensatz der 302 Tages-, bzw. Blockmaxima stammt von der AMS 5703 aus dem Jahr 2019. Es wird der Hauptfahrstreifen (HS) in Fahrtrichtung 1, bzw. Variante 3, untersucht. Es ist zu sehen, dass eine Staudetektion verwendet worden ist, wodurch die Tages-, bzw. Blockmaxima auf Basis eines fließenden Verkehrs, siehe rote Punkte, sowie eines gestauten Verkehrs, siehe gelbe Punkte, entstanden sind. Schließlich sind vier Methoden der statistischen Extrapolation sichtbar. In diesem Zusammenhang ist allerdings nur die Gumbel-Verteilung (HOLMES; BEKELE, 2021) von Interesse, siehe violette Linie in BASSt Abb. 2.4.

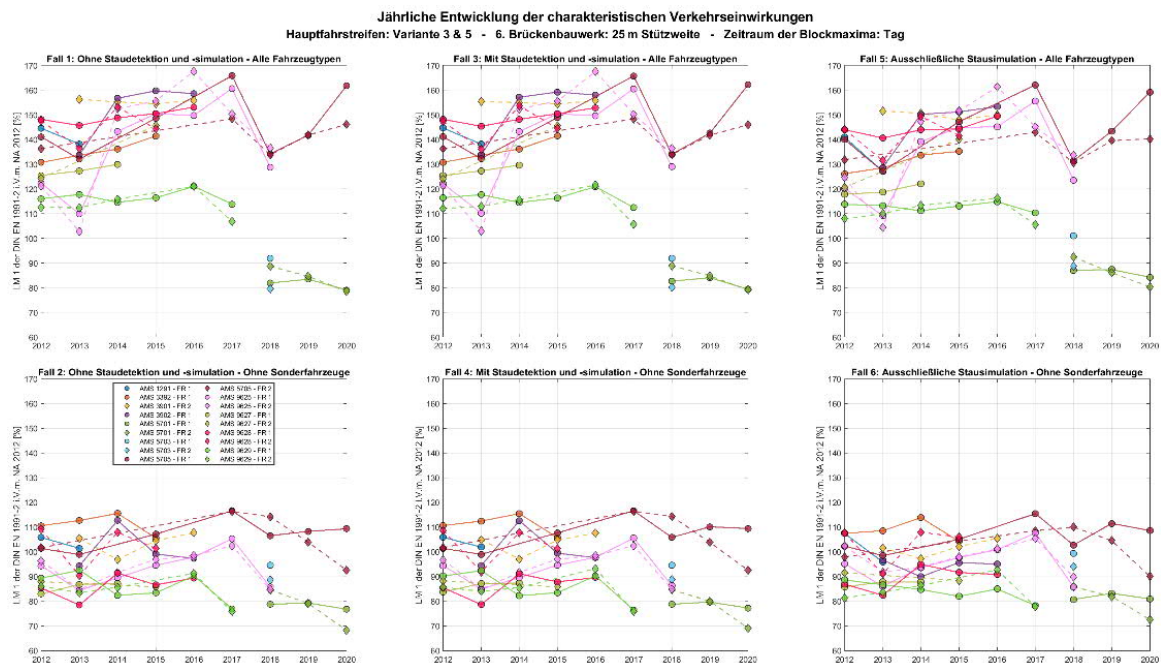
2.1.2. Randbedingungen der Ergebnisauswertung

Die Blockmaxima eines Jahres sind eine wichtige Grundlage der Analyse, da ihre fahrzeugspezifischen und zeitlichen Eigenschaften, ihre durchschnittliche und maximale Höhe sowie ihre Standardabweichung wichtige Informationen über die Einflussfaktoren der charakteristischen Verkehrseinwirkungen liefern. Schließlich stellen die unter unterschiedlichen Bedingungen hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen

ebenfalls wichtige Elemente der Ergebnisperspektive dar. Aufgrund des erheblichen Umfangs der Ergebnisauswertung wird auf die Einbindung einzelner Abbildungen verzichtet. Es folgen zwei exemplarische Abbildungen BAST Abb. 2.5 und BAST Abb. 2.6, die zur Erläuterung des Aufbaus der Ergebnisvisualisierung herangezogen werden.



BAST Abb. 2. 5: Beispiel der Ergebnisvisualisierung: Übersicht der maßgebenden Fahrzeugtypen



BAST Abb.2. 6: Beispiel der Ergebnisvisualisierung: Jährliche Entwicklung der charakteristischen Verkehrseinwirkungen

In den Abbildungen wird stets nach den bereits beschriebenen sechs Fällen unterschieden. Die Fälle 1 bis 6 werden dennoch, in jeder Abbildung, entsprechend ihrer Analyse-Randbedingungen betitelt:

- Fall 1: Ohne Staudetektion und -simulation – Alle Fahrzeugtypen
- Fall 2: Ohne Staudetektion und -simulation – Ohne Sonderfahrzeuge
- Fall 3: Mit Staudetektion und -simulation – Alle Fahrzeugtypen
- Fall 4: Mit Staudetektion und -simulation – Ohne Sonderfahrzeuge
- Fall 5: Ausschließliche Stausimulation – Alle Fahrzeugtypen
- Fall 6: Ausschließliche Stausimulation – Ohne Sonderfahrzeuge

Im Titel der Abbildungen werden der Analysegegenstand, sowie die Randbedingungen der Analyse aufgeführt: Hierzu zählen die Variante der analysierten Verkehrsströme, die Brückenbauwerke sowie der Zeitraum der Blockmaxima, (beträgt für sämtliche Analysen einen Tag). Ergebnis-Abbildungen können auch einen Fokus auf gewisse Fahrzeugtypen aufweisen. Dieser Fokus wird am Ende des Titels genannt und weist darauf hin, dass die entsprechenden Ergebnisse anhand des ausgewählten Fahrzeugtyps gefiltert wurden. Die Prozentangaben, die über den Daten der Fälle 3 und 4 zu finden sind, geben den Anteil der Blockmaxima an, die anhand der Staudetektion in einer Stausituation, bzw. mit einer Stausimulation, berechnet worden sind. Auf der X-Achse der einzelnen Graphen finden sich entweder Jahre oder die Meteranzahl der Stützweiten, sofern mehrere Brückenbauwerke Gegenstand der Einzelanalyse sind. Auf der Y-Achse sind entweder Prozentsätze unterschiedlicher Analyse-Gegenstände oder Stundenangaben zu finden. Da mehrere Brückenbauwerke mit unterschiedlichen Stützweiten gleichzeitig betrachtet und miteinander verglichen werden, wurden sämtliche Verkehrseinwirkungen als Prozentsatz der maximalen Einwirkung ausgedrückt, die anhand des Lastmodells 1 des Eurocodes 1 (DIN EN 1991-2/NA: 2012) entsprechend des jeweiligen statischen Systems, bzw. der jeweiligen Einflusslinie, und der dazugehörigen Annahmen berechnet werden konnte. Das Lastmodell 1 des Eurocodes 1 wurde demnach sowohl für die Blockmaxima, als auch für die hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen als Vergleichswert herangezogen.

2.1.3. Grundlagen der Ergebnisauswertung

Bei Ermittlung der Höhe der durchschnittlichen Blockmaxima eines Jahres, der Höhe der Standardabweichungen der Blockmaxima eines Jahres und der hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen wird die Beziehung dieser Kennwerte zueinander deutlich: Ein hohes durchschnittliches Blockmaxima führt in Verbindung mit einer hohen Standardabweichung zu einer hohen charakteristischen Verkehrseinwirkung, wohingegen ein niedriges durchschnittliches Blockmaxima in Verbindung mit einer niedrigen Standardabweichung zu einer niedrigen charakteristischen Verkehrseinwirkung führt. Die zu beobachtenden Einflüsse des Durchschnitts und der Standardabweichung der Blockmaxima sind unter individueller Berücksichtigung ihrer jeweiligen Skalen in etwa gleichhoch. Dieses Erkenntnis ist insbesondere im Umgang mit Extrapolationen von Bedeutung, die aus Tages-, bzw. Blockmaxima, gespeist werden, die sowohl von fließendem, als auch gestautem Verkehr stammen, siehe rote und gelbe Punkte in BASt Abb. 2.4.

Anhand des großen Spektrums der Stützweiten wird deutlich, dass die Standardabweichungen, stark mit dem Potenzial der Betrachtung mehrerer Fahrzeuge, bzw. deren Achsen, und der damit verbundenen Achslastverteilung korreliert. Hierbei sind 3 maßgebende Effekte zu beobachten:

1. Die Fahrzeuglängen der maßgebenden Fahrzeugtypen besitzen einen erheblichen Einfluss auf die Standardabweichung der Blockmaxima. Die Standardabweichung steigt bis zu einer Stützweite von 15 Metern (Ohne Sonderfahrzeuge: Fall 2, 4 & 6) bzw. 25 Metern (Alle Fahrzeugtypen: Fall 1, 3 & 5) an. Der jeweils maßgebende Fahrzeugtyp, die Sonderfahrzeuge, bzw. Typ 0 und 108, oder der Fahrzeugtyp 98, bestimmt diese Grenze in den gegebenen Fällen, bzw. Szenarien. Diese Grenzen beschreiben die jeweiligen Längen, die die entsprechenden Fahrzeugtypen benötigen, damit ihre Achslasten auf dem Brückenbauwerk,

bzw. dessen Einflusslinie, Platz finden. Erst hierdurch wird es möglich, dass das vollständige Fahrzeuggesamtgewicht sowie die damit verbundene Achslastverteilung von der Analyse berücksichtigt wird. Da sich das Gesamtgewicht der Fahrzeuge mit zunehmender Länge der Stützweiten verstärkt örtlich auf der Einflusslinie konzentriert und somit der Einfluss der Achslastverteilung stetig in den Hintergrund rückt, sinkt in diesem Zuge die beobachtete Standardabweichung. Dies ist insbesondere in den Fällen 1 und 2 zu beobachten, da aufgrund des ausschließlich fließenden Verkehrs i.d.R. nur ein Fahrzeug die entsprechende Schnittgröße erzeugt.

2. In Anbetracht der maßgebenden Fahrzeugtypen besitzen die Homogenität, bzw. Heterogenität der Fahrzeuggesamtgewichte und der damit verbundenen Achslastverteilung ebenfalls eine hohe Relevanz in Bezug auf die Standardabweichung. Der Vergleich der Fälle 1 und 2 verdeutlicht, dass die Sonderfahrzeuge gegenüber den Fahrzeugen des Typs 98 eine höhere Heterogenität aufweisen. Da Sonderfahrzeuge keine standardisierte Bauweise, die die Achsanzahl, -kombinationen und -anordnung vorgibt, besitzen, sind die Ausführungen dieses Fahrzeugtyps vielfältig, wodurch es zu großen Differenzen im Rahmen der hervorgerufenen Einwirkungen kommt. Dahingegen steht der grundlegende Aufbau des Fahrzeugtyps 98 fest: Diese Sattelkraftfahrzeuge bestehen aus einer Sattelzugmaschine mit zwei Einzelachsen und einem Sattelaufleger mit einer Dreifachachse (BERGER, 2016).

3. Vor dem Hintergrund höherer Stützweiten wird ersichtlich, dass Stauverkehr ebenfalls einen erheblichen Einfluss auf die Standardabweichung der Blockmaxima besitzt. Eine Sammlung von Blockmaxima, die sowohl aus fließenden als auch gestauten Verkehrssituationen entstanden ist, besitzt aufgrund ihrer Heterogenität i.d.R. eine deutlich höhere Standardabweichung, als Sammlungen, die aus ausschließlich fließenden oder ausschließlich gestauten Verkehrssituationen entstanden sind. Hierbei ist anzumerken, dass bei Betrachtung hoher Stützweiten von 100 bis 200 Metern die ausschließliche Stausimulation höhere Standardabweichungen hervorruft.

Auf Grundlage der Erkenntnis aus Punkt 3 ist bei lokalen, objektspezifischen Herleitungen von charakteristischen Verkehrseinwirkungen, bzw. bei der Festlegung von Ziellastniveaus, darauf zu achten, dass sich bei Anwendung der vorgestellten Methodik bei gleichzeitiger Verwendung einer Verkehrssimulation, die sowohl fließenden Verkehr, als auch Stauverkehr berücksichtigt, ab einer Stützweite von 50 Metern eine erhebliche Überhöhung der charakteristischen Verkehrseinwirkungen einstellen kann. Eine Grenzfallbetrachtung mit Hilfe von Verkehrssimulationen, die ausschließlich aus fließenden und gestauten Verkehren bestehen, ist daher ratsam, um den maximalen Einfluss des Stauverkehrs zu bestimmen und dahingehende Überhöhungen festzustellen.

2.1.4. Untersuchung der relevanten Fahrzeugtypen

Durch die methodenbedingte Konzentration auf die Verkehrssituationen, bzw. Fahrzeuge, die täglich die maximalen Einwirkungen hervorrufen, tritt die Relevanz der gesamten Zusammensetzung des Verkehrsstroms in den Hintergrund und der Einfluss der Sonderfahrzeuge sowie Fahrzeuge des Typs 98 in den Vordergrund. Dabei liegt der Fokus auf den Sonderfahrzeugen, an denen sich die charakteristischen Verkehrseinwirkungen orientieren. Im Rahmen der Auswertung wurden die jeweiligen Blockmaxima eines Jahres, die der Herleitung der charakteristischen Verkehrseinwirkungen eines Streckenzuges bzw. eines Brückenbauwerks zugrunde liegen, eingehend analysiert. Hierzu wurden sie u.a. anhand verschiedener, ausgewählter Fahrzeugtypen getrennt untersucht, um die Auswirkungen der Fahrzeugtypen auf die von ihnen maßgeblich erzeugten Blockmaxima zu ermitteln. Die Anteile und Eigenschaften der maßgebenden Fahrzeuge, u.a. das Gesamtgewicht, wurden ebenfalls analysiert.

Jedes Blockmaximum kann aus einem oder mehreren Fahrzeugen gebildet werden. Das Fahrzeug, das im Hinblick der Einflusslinie den größten Anteil an der hervorgerufenen Schnittgröße, i.d.R. dem Feldmoment, hat, wird als maßgebend bezeichnet. Jedes Blockmaximum besitzt nur ein maßgebendes Fahrzeug. Die Sonderfahrzeuge und Fahrzeuge des Typs 98 bilden in jedem der 6 Fälle stets den maßgebenden Anteil. Der Vergleich der Fälle mit allen Fahrzeugtypen mit den Fällen ohne Sonderfahrzeuge verdeutlicht, dass die Sonderfahrzeuge primär den Fahrzeugtyp 98 verdrängen und dass die Kombination aus Sonderfahrzeugen und Fahrzeugen des Typs 98 dazu führt, dass daneben keinen weiteren Fahrzeugtypen eine Relevanz zukommt. Die Zusammensetzung eines Verkehrsstroms einer Bundesautobahn unter dem Aspekt der Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen ist somit nur in Bezug auf den Fahrzeugtyp 98 und die Sonderfahrzeuge relevant.

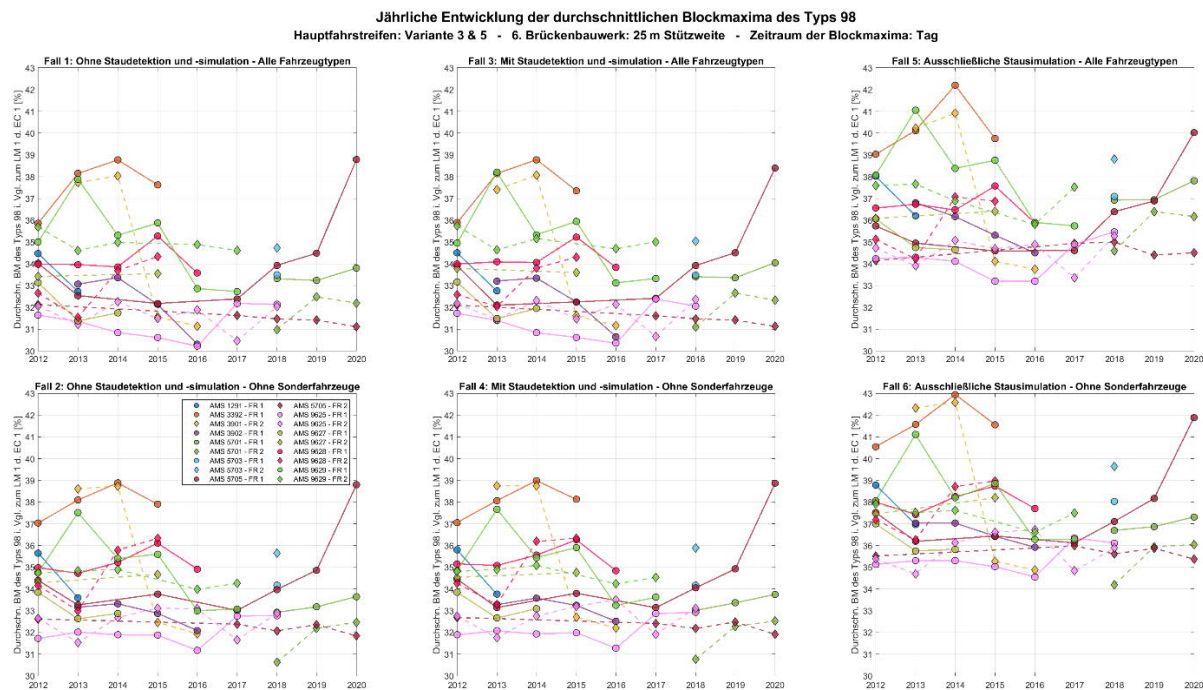
Die charakteristischen Verkehrseinwirkungen eines Streckenzuges lassen sich größtenteils allein durch die durchschnittliche Höhe der Blockmaxima, die durch Sonderfahrzeuge hervorgerufen werden, beschreiben. Allerdings ist dabei die zuvor genannte, teilweise unzureichende, Erfassung der Gesamtgewichte und Längen der Fahrzeuge des Typs 108 zu beachten. Die Sonderfahrzeuge haben nicht nur einen maßgebenden Einfluss auf die Standardabweichungen, sondern auch auf die durchschnittliche Höhe der Blockmaxima. Durch die i.d.R. hohen Anteile der Sonderfahrzeuge an den maßgebenden Fahrzeugen der Blockmaxima wird deutlich, dass vor dem Hintergrund der Methodik der Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen die Sonderfahrzeuge den maßgebenden Einflussfaktor bilden.

Für Brückenbauwerke ist festzustellen, dass bei fließendem Verkehr, hier Fall 1 und 2, nur wenige, bzw. ein einzelnes, schwergewichtiges Fahrzeug das Blockmaximum erzeugt, wohingegen bei gestautem Verkehr mehrere Fahrzeuge das Blockmaximum erzeugen. Dieser Effekt kommt natürlich erst ab Stützweiten zustande, auf denen mehrere Fahrzeuge Platz finden können.

2.1.5. Fahrzeugtyp 98

In Anbetracht der Anteile der Sonderfahrzeuge an den maßgebenden Fahrzeugtypen der Blockmaxima wird deutlich, dass die Anteile der Fahrzeugtypen, die aufgrund ihrer Häufigkeit fast den gesamten Verkehrsstrom darstellen, überwiegend durch den Typ 98 repräsentiert werden. Durch hohe Achslasten, geringe Gesamtlängen und eine große Häufigkeit gewinnt der Fahrzeugtyp 98 bei geringen und hohen Stützweiten sowie in Stausimulationen gegenüber den Sonderfahrzeugen erheblich an Relevanz. Dieser Typ bildet das passende Gegenstück zu den Sonderfahrzeugen, sodass für die Herleitung der charakteristischen Verkehrseinwirkungen, ungeachtet der Stützweiten und Verkehrssimulation, stets die Summe der maßgebenden Sonderfahrzeuge und Fahrzeuge des Typs 98 ausschlaggebend ist.

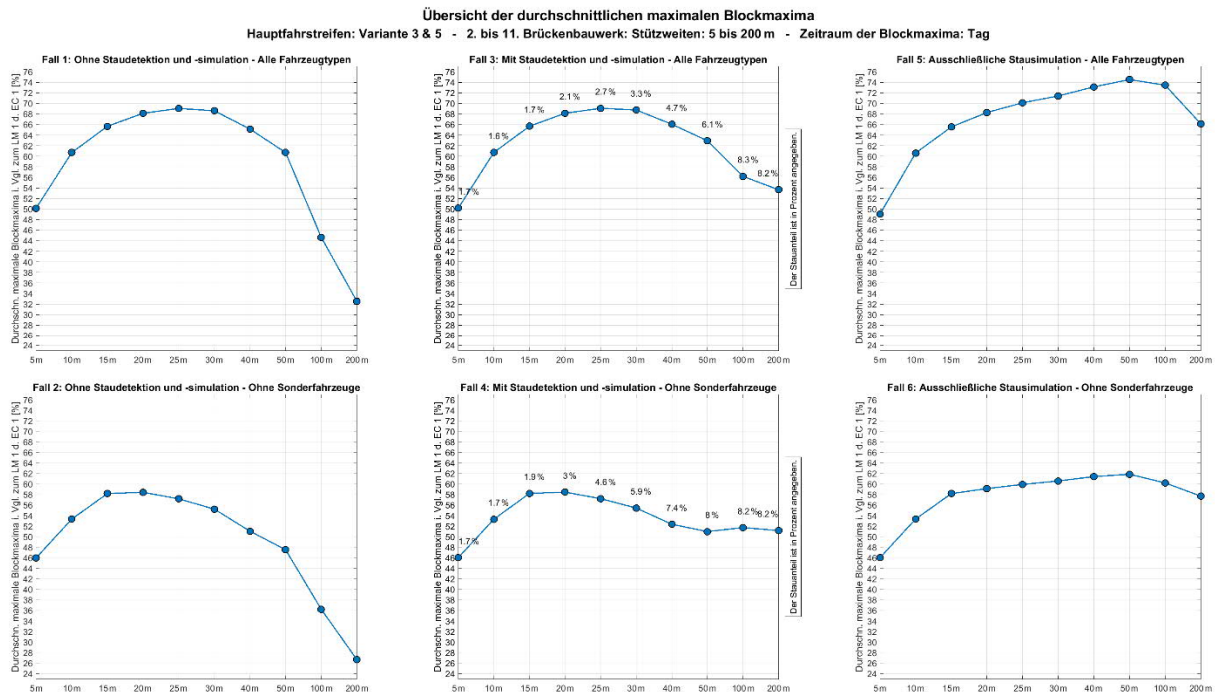
Vor diesem Hintergrund sind auch die Typ-98-spezifischen Auswertungen anzuführen: Die Analysen, die sich lediglich auf die Fahrzeuge des Typs 98 fokussiert haben, haben ergeben, dass sich auch bei einer derartig eingeschränkten Betrachtung zwischen den Standorten der AMS, deren Fahrstreifen und erfassten Jahren deutliche Unterschiede ergeben, siehe BAST Abb. 2 7. Diese Unterschiede belegen in diesem Zusammenhang erneut die Individualität der einzelnen Streckenzüge und lassen sich anhand des Beispiels der Fahrzeuge des Typs 98 auf die durchschnittlichen Gesamtgewichte der maßgebenden Fahrzeuge der jeweiligen Blockmaxima zurückführen, die wiederum von dem streckenzugspezifischen Güterverkehrsaufkommen abhängen.



BASSt Abb. 2 7: Jährliche Entwicklung der durchschnittlichen Blockmaxima des Typs 98

2.1.6. Vergleich mit dem Lastmodell 1 des Eurocodes 1

Die maximalen Blockmaxima überschreiten in Bezug auf den Hauptfahrstreifen und die untersuchten Feldmomente der Brückenbauwerke 2 bis 11 nie die äquivalenten Gegenstücke des Lastmodells 1 (LM1) der DIN EN 1991-2/NA. Dabei führten Stauverkehre bei hohen Stützweiten, hier 100 und 200 Meter, sowie das Vorhandensein von Sonderfahrzeugen bei Stützweiten von 10 bis einschließlich 50 Meter zu deutlich erhöhten Vergleichswerten, siehe BASSt Abb. 2.8. Das LM 1 hat somit stets höhere Beanspruchungen erzeugt, als die unterschiedlichen Stau- und Verkehrssimulationen. Auf Grundlage der Datenbasis wurden lediglich die Hauptfahrstreifen vertieft analysiert. Das LM 1 ist dagegen auf Verkehrseinwirkungen mehrerer Fahrstreifen ausgelegt, wodurch sich die vermeintlichen Defizite, bzw. Überschreitungen, vor dem Hintergrund der extrapolierten, charakteristischen Verkehrseinwirkungen erklären lassen. Schließlich kann anhand der kombinierten Analyse aus Hauptfahrstreifen und 1. Überholfahrstreifen gezeigt werden, dass der Auslastungsgrad im Hinblick der extrapolierten, charakteristischen Verkehrseinwirkungen mit mehreren Fahrstreifen deutlich sinkt und das LM 1 auch im Hinblick von statistischen Extrapolationen genügt, um die Obergrenzen der Verkehrseinwirkungen darzustellen.



BAST Abb. 2.8 Übersicht der durchschnittlichen Blockmaxima für verschiedene Stützweiten

2.1.7. Einflussfaktoren

Stauverkehr bzw. die Stausimulation besitzt keinen Einfluss auf den Auslastungsgrad sämtlicher Stützweiten. Zwar ergeben sich im Zuge der Stausimulationen ab einer Stützweite von 50 Metern deutlich höhere Auslastungsgrade, die Maxima liegen jedoch bei Stützweiten von 25 und 15 Metern, je nachdem ob die Simulationen mit oder ohne Sonderfahrzeuge durchgeführt werden. Für hohe Stützweiten kann eine ausschließliche Stausimulation zu deutlich geringeren charakteristischen Verkehrseinwirkungen führen, als eine Simulation, die fließenden und gestauten Verkehr enthält.

Auf Grundlage der vorgestellten Einflussfaktoren kann festgestellt werden, dass eine Untersuchung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen stets eine Einzelfallbetrachtung für das gegebene Brückenbauwerk, bzw. für die entsprechende Schnittgröße, auf dem gegebenen Streckenzug erfordert: Nicht nur die Häufigkeit und Eigenschaften der Sonderfahrzeuge, sondern auch die Dimensionen des Bauwerks und die erfassten Stauzeiträume können den Auslastungsgrad maßgeblich beeinflussen.

Der hohe Einfluss auf die charakteristischen Verkehrseinwirkungen zeigt sich insbesondere in den Auslastungsgraden gegenüber dem Lastmodell 1 des Eurocodes: Zwischen den Fällen mit und ohne Sonderfahrzeugen existieren Differenzen, die vor dem Hintergrund der Durchschnittswerte sämtlicher AMS und Jahre bezogen auf einzelne Stützweiten bis zu 40 % und im Hinblick auf den Maximalwert des gesamten Spektrums der Stützweiten bis zu 32 % betragen. Diese erheblichen Differenzen lassen die Relevanz der Berücksichtigung der Sonderfahrzeuge bei der Festlegung der Ziellastniveaus von Brückenbauwerken deutlich werden.

2.1.8. Schlussfolgerung für die Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen

Der maßgebende Einfluss der Sonderfahrzeuge stellt einen erheblichen Unsicherheitsfaktor bei der Abschätzung und Vorhersage von charakteristischen Verkehrseinwirkungen dar,

wodurch die aufgeführten, jährlichen Entwicklungen und sonstige Auswertungen ungeeignet sind, um Trends, allgemeingültige Prognosen oder netzweite Aussagen abzuleiten, da sie maßgeblich durch Sonderfahrzeuge, einem lokalen und zeitlich begrenzten Einflussfaktor, bestimmt werden. Zudem existiert in diesem Zusammenhang nur eine mangelhafte Datengrundlage: Lediglich 11 AMS, bzw. 18 Richtungsmessstellen, liefern eine ausreichende Datenbasis für die beschriebene Analyse.

Zur wirtschaftlichen Herleitung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen und demnach auch für eine wirtschaftliche Festlegung von Ziellastniveaus für Bestandsbrücken müssen konkrete Informationen über die lokal vorhandenen Verkehrseinwirkungen und das betreffende Brückenbauwerk vorliegen. Diesbezügliche allgemeingültige Kennwerte sind nicht zielführend.

2.1.9. Beziehungen zwischen Verkehrszählraten und charakteristischen Verkehrseinwirkungen

Informationen aus Datensätzen manueller oder automatischer Verkehrszählstellen, bzw. Dauerzählstellen, sind für die Herleitung charakteristischer Verkehrseinwirkungen nicht ausreichend. Sie enthalten zwar umfassende Informationen über die Verkehrsmengen, jedoch keine über die damit einhergehenden Einwirkungen.

Die Kennwerte der Straßenverkehrszählungen, mit Ausnahme der Fahrzeugklasse „nk Kfz“, bzw. der Grundklasse „nicht klassifizierbare Fahrzeuge“, Seite 152 der *TLS 2012: 2012*, stehen in keinem Zusammenhang mit dem maßgebenden Einflussfaktor, den Sonderfahrzeugen, und bieten in Summe keinen brauchbaren Indikator zur Abschätzung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen.

Anhand von Verkehrszählraten vor dem Hintergrund der verwendeten Methodik können demnach keine Aussagen über charakteristische Verkehrseinwirkungen getroffen werden.

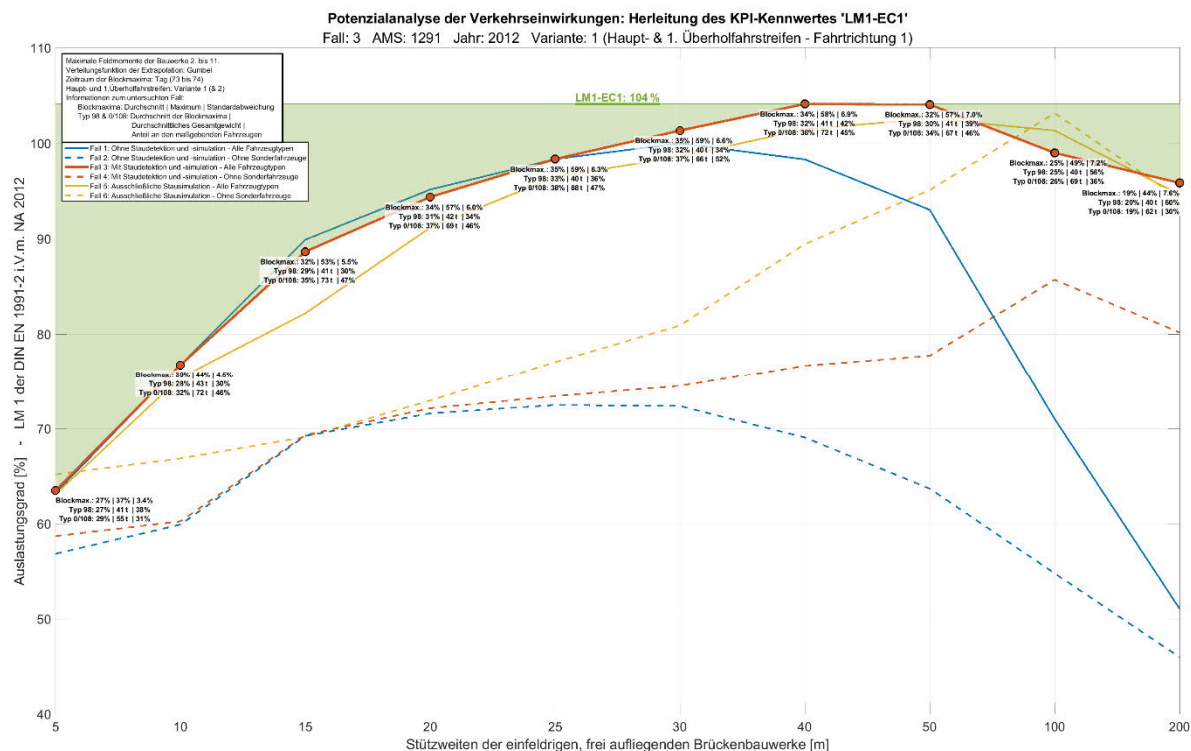
2.1.10. Generalisierung von charakteristischen Verkehrseinwirkungen durch Kennwerte

Im Rahmen der angestrebten Projektziele sollten Schlüsselleistungsindikatoren, bzw. Key Performance Indicators (KPI), entwickelt werden, die die charakteristischen Verkehrseinwirkungen verschiedener Brückenbauwerke, die sich in ihren Eigenschaften unterscheiden, zusammenfassen. Anhand der an den Standorten der AMS vorliegenden Datensätzen der automatischen Straßenverkehrszählungen, bzw. Dauerzählstellen, sollten Korrelationen und Gesetzmäßigkeiten zwischen den hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen, bzw. den Schlüsselleistungsindikatoren, und den Kennwerten der Straßenverkehrszählungen dazu genutzt werden, um den Informationsgehalt der Analysen an den Standorten der AMS auf alle Standorte der automatischen Straßenverkehrszählstellen, bzw. Dauerzählstellen, zu übertragen. Auf Grundlage der Schlüsselleistungsindikatoren sollte darüber hinaus eine Rückführung auf Objektebene möglich gemacht werden, wodurch aus diesen Kennwerten konkrete Aussagen über die charakteristischen Verkehrseinwirkungen eines spezifischen Brückenbauwerks an einem beliebigen Standort der Bundesautobahnen getroffen werden sollten.

Zur Berechnung der Kennwerte wurden alle hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen der Jahresdatensätze der Achslastmessstellen herangezogen, um anhand des LM 1 der DIN EN 1991-2/NA für die Brückenbauwerke 2 bis 11 Auslastungsgrade zu bestimmen. Hierzu wurden separat für die Fälle 1 bis 6 und der Varianten der analysierten Verkehrsströme jeweils Einzelanalysen durchgeführt. Die KPI-Kennwerte „HS-LM1-EC1“, „1.ÜS-LM1-EC1“ und „LM1-EC1“ beschreiben vor dem Hintergrund der hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen im Zusammenhang der Brückenbauwerke 2 bis 11

den maßgebenden, bzw. maximalen Auslastungsgrad für den Hauptfahrstreifen, den 1. Überholfahrstreifen sowie für die Kombination aus Haupt- und 1. Überholfahrstreifen. BAST Abb.2. 9 zeigt exemplarisch die Herleitung eines KPI-Kennwertes für das LM1 mit der Kombination beider Fahrstreifen im Jahr 2016 an der AMS 3392 für den Fall 6.

Anhand der grünen Flächen, bzw. den maßgebenden Stützweiten, die den höchsten Auslastungsgrad verursacht haben, wird dargestellt, dass die Auswahl eines Ziellastniveaus stets bauwerksspezifisch sowie im Hinblick der unterschiedlichen Fälle (1 bis 6) entsprechend des zu erwartenden Stauverkehrs und der Verkehrszusammensetzung zu erfolgen hat, da ansonsten ein „Worst Case“ anzunehmen ist und damit das Risiko besteht eine äußerst unwirtschaftliche Wahl zu treffen. Selbst Fahrtrichtungen sind einzeln, bzw. voneinander getrennt, zu bewerten. In Anbetracht der unterschiedlichen Fälle wird zudem deutlich, dass sowohl die maßgebende Stützweite, als auch die Höhe des maßgebenden Auslastungsgrades deutlich variieren können. Da sich vor dem Hintergrund der unterschiedlichen Analyseaspekte das Verhalten der Auslastungsgrade der verschiedenen Stützweiten, bspw. der starke Abfall der Auslastungsgrade bei hohen Stützweiten bei ausschließlich fließendem Verkehrs (blaue Linien), äußerst individuell gestaltet, ist auch eine nachträgliche Rückführung derartiger Kennwerte auf Objektebene nicht möglich.



BAST Abb.2. 9: Potenzialanalyse der Verkehrseinwirkungen: Herleitung des KPI-Kennwertes 'LM1-EC1'

Die Einflüsse des Stauverkehrs und der Sonderfahrzeuge lassen in diesem Zusammenhang deutlich werden, dass die Verwendung derartiger Kennwerte nicht nur zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt, sondern auch zwingend einen ausreichend großen Jahresdatensatz einer Achslastmessstelle voraussetzt, da eine unter wirtschaftlichen Aspekten notwendige Bestimmung der genannten Einflussfaktoren erforderlich ist. Da Datensätze von manuellen oder automatischen Straßenverkehrszählungen keine Informationen über die Einwirkungen des Verkehrs, Stauverkehre oder das Aufkommen von maßgebenden Sonderfahrzeugen, bzw. Großraum- und Schwerlasttransporten, liefern, konnten im Nachgang dieser Analyse keine belastbaren Korrelationen oder Gesetzmäßigkeiten zwischen Verkehrszählungen und

den hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen, bzw. den daraus abgeleiteten KPI, festgestellt werden. Da eine KI-gestützte Datenanreicherung, bzw. Informations-Übertragung von AMS auf SVZ, nicht möglich ist, entfällt der primäre Nutzen, bzw. Sinn und Zweck, der Verwendung derartiger Kennwerte.

Zusammenfassend kann demnach ausgesagt werden, dass derartige Kennwerte auf Basis der hier verwendeten Datengrundlage, selbst wenn sie fahrtrichtungsspezifisch bestimmt werden, lediglich unwirtschaftliche Generalisierungen streckenzugsspezifischer Verkehrseinwirkungen darstellen. Da die Herleitung nur an den Standorten der AMS erfolgen kann und eine damit verbundene Datenanreicherung ausgeschlossen werden kann, ergibt sich auch in diesem Zusammenhang kein Mehrwert. Aufgrund der hohen Abhängigkeit zu den genannten Einflussfaktoren und der eingeschränkten Datengrundlage können auf Basis der bereits hergeleiteten KPI weder Entwicklungen veranschaulicht werden, noch Trends abgeleitet werden. Charakteristische Verkehrseinwirkungen sind stets anhand eines spezifischen Brückenbauwerks sowie anhand des (Stau-)Verkehrs des jeweiligen Standorts herzuleiten, um ein belastbares und wirtschaftliches Ergebnis zu erhalten.

2.2. Beurteilung der Bauteilrisiken

Um sowohl eine Aussage als auch eine Prognose über den Bauwerkszustand zu ermöglichen, ist die Beurteilung der Zuverlässigkeit eines Bauwerks und der Bauwerksteile notwendig. Mit Hilfe der Zuverlässigkeitstheorie können Versagenswahrscheinlichkeiten für Bauteile berechnet werden. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann über den Zuverlässigkeitsindex ausgedrückt werden. Normativ festgelegte Zielzuverlässigkeiten sollten nicht unterschritten werden.

In diesem Kapitel wird ein Konzept für ein Risikomanagement beschrieben, welches clusterübergreifende, aber auch clusterspezifische Aspekte enthält. Die Einführung in das Risikomanagement erfolgt über die Erläuterung von wichtigen Begriffen und dem allgemeinen Risikomanagementprozess. Anschließend wird ein clusterübergreifendes Risikomanagementkonzept für das Projekt BrAssMan bereitgestellt. Dabei werden die einzelnen Prozessschritte Anwendungsbereich, Risikoidentifikation, Risikoanalyse, Risikobewertung und Risikobehandlung konkretisiert. Clusterweise werden die typischen Schäden und Defizite, Beurteilungsmöglichkeiten für das Schädigungspotenzial innerhalb der Cluster sowie die Besonderheiten im Risikomanagement behandelt. Dabei wird untersucht, wie die Risiken, die von den Bauteilen ausgehen, bei der Bildung der KPI berücksichtigt werden können.

Das vorgestellte Konzept bezieht sich nur auf die jeweiligen Grenzzustände, die für das betrachtete Cluster relevant sind und welche im Rahmen von BrAssMan mit Sensoren überwacht werden. Die Kombination mehrerer Grenzzustände wird nicht betrachtet. In diesem Bericht wird zwischen dem Grenzzustand der Tragfähigkeit (GzT) und dem Grenzzustand der Ermüdung (GzE) unterschieden, da es sich beim Ermüdungsnachweis um einen Tragfähigkeitsnachweis handelt, der im Unterschied zu normalen Nachweisen im GzT unter Gebrauchslasten geführt wird.

2.2.1. Grundlagen des Risikomanagements

Das Risiko R_f für ein Ereignis f ergibt sich aus dem Produkt von Versagenswahrscheinlichkeit P_f und erwarteter Versagensfolge V_f (SPAETHE, 1992).

$$R_f = P_f \cdot V_f \quad (2.1.)$$

Ein Risikomanagement ermöglicht es den Bauwerksbetreibern frühzeitig Maßnahmen zu ergreifen, die eine höchstmögliche Mobilität bei wirtschaftlichem Einsatz ermöglichen. Ziel ist es, dass Bauwerke über ihre gesamte Nutzungsdauer sämtlichen Einwirkungen mit

ausreichender Zuverlässigkeit standhalten und die Gebrauchsanforderungen erfüllen (FISCHER, et al., 2014).

2.2.1.1. Versagenswahrscheinlichkeit

Die Zuverlässigkeit bzw. Sicherheit von Bauwerken wird mit Hilfe von Wahrscheinlichkeiten beschrieben. Grundlage hierfür ist die auf der Stochastik aufbauende Zuverlässigkeitstheorie, siehe weiterführende Literatur (z. B. SPAETHE, 1992, BRAML, 2010). Dabei wird davon ausgegangen, dass der Grenzzustand entweder erreicht ist und das Bauwerk versagt (Versagenswahrscheinlichkeit) oder, dass das Bauwerk sicher ist und nicht versagt (Überlebenswahrscheinlichkeit) (SPAETHE, 1992). Die Versagenswahrscheinlichkeit gibt die Wahrscheinlichkeit eines Versagens gemäß einer Grenzzustandsgleichung an (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2013). Das „Versagen“ bei Erreichen eines Grenzzustandes, wird dabei nicht als statisches Versagen der Konstruktion definiert, sondern als ungewollter Bauwerkszustand, der aus ökonomischen Gründen nicht überschritten werden soll (MÜLLER, et al., 2011). Die Eingangsgrößen der Versagenswahrscheinlichkeit sind die Beanspruchbarkeit und die Beanspruchung des Bauwerks (BRAML, 2010). Beide Größen unterliegen Streuungen und weisen häufig eine zeitliche Abhängigkeit auf (z. B. Belastungen und Materialeigenschaften).

Die theoretisch berechnete Versagenswahrscheinlichkeit berücksichtigt keine menschlichen Fehlhandlungen und ist abhängig von dem gewählten stochastischen Modell. Die Randwerte in den Verteilungen der Einflussgrößen haben einen großen Einfluss auf die Berechnung, bewirken jedoch nur eine kleine Versagenswahrscheinlichkeit. Darum wurde der Begriff „operative Versagenswahrscheinlichkeit“ eingeführt. Dieser dient als Vergleichsgröße und Entscheidungshilfe zur Quantifizierung von Aussagen über die Sicherheit und Zuverlässigkeit. Ein Vergleich von operativen Versagenswahrscheinlichkeiten ist nur bei gleichem Bezugszeitraum und Modellen mit vergleichbaren Annahmen möglich (SPAETHE, 1992). Im Folgenden wird die „operative Versagenswahrscheinlichkeit“ als „Versagenswahrscheinlichkeit“ bezeichnet.

In DIN EN 1990: 2010 wird die Versagenswahrscheinlichkeit über den Zuverlässigkeitsindex β ausgedrückt.

$$P_f = \phi(-\beta) \quad (2.2.)$$

Der Zuverlässigkeitsindex bildet als operative Größe nicht die tatsächliche Versagensrate ab, sondern wird für Vergleiche der Zuverlässigkeitsniveaus verschiedener Tragwerke verwendet (DIN EN 1990: 2010).

2.2.1.2. Versagensfolge

Nach DIN EN 1990: 2010 können Tragwerke zur Differenzierung der Zuverlässigkeit in drei Schadensfolgeklassen eingeteilt werden. Dabei wird zwischen hohen (CC3), mittleren (CC2) und niedrigen (CC1) Folgen für Menschenleben, sowie zwischen sehr großen (CC3), beeinträchtigenden (CC2) und kleinen oder vernachlässigbaren (CC1) wirtschaftlichen, sozialen oder umweltbeeinträchtigenden Folgen unterschieden. Die Versagensfolge kann für Brückenbauteile als Schadensfolgeklasse CC2 (mittlere Folgen für Menschenleben, beeinträchtigende wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen) definiert werden (DIN EN 1990: 2010). Die Gefährdung von Menschenleben sowie wirtschaftliche Folgen einschließlich der Nutzungsbeeinträchtigung bei Überschreiten des betrachteten Grenzzustandes sind die wichtigsten Kriterien zur Einstufung der Versagensfolgeklasse (BLETZINGER, et al., 2022). Da die drei Schadensfolgeklassen mit den drei Zuverlässigkeitsklassen verknüpft werden können, können Brücken demnach in die Zuverlässigkeitsklasse RC2 eingeordnet werden (DIN EN 1992-2: 2010). DIN EN 1990: 2010

gibt für Bauteile mit RC2-Anforderungen Zielwerte für den Zuverlässigkeitsindex an, die während des Bezugszeitraumes nicht unterschritten werden sollten. Diese Zielwerte sind abhängig von dem betrachteten Grenzzustand und dem gewählten Bezugszeitraum. Werden die wesentlichen Unsicherheiten durch Einwirkungen verursacht, kann der Zuverlässigkeitsindex in andere Bezugszeiträume umgerechnet werden (DIN EN 1990: 2010).

Nach BLETZINGER, et al., (2022) sollten Tragsysteme der Schadensfolgeklassen 2 und 3 so ausgebildet werden, dass lokales Versagen wahrnehmbar ist und ein Versagen wesentlicher Teilbereiche und des Gesamtsystems mit ausreichender Zuverlässigkeit verhindert wird. Für das Auftreten dieser außergewöhnlichen Situation (z. B. Tragfähigkeit des Restsystems) kann eine abgeminderte Zuverlässigkeit angesetzt werden. Die Abminderung wird entsprechend der Versagenswahrscheinlichkeit eines Teilbereichs festgelegt. Können diese Prinzipien nicht berücksichtigt werden, müssen erhöhte Zuverlässigkeiten für Bauteile, die bei einem Ausfall das Versagen wesentlicher Teilbereiche und des Gesamtsystems zur Folge hätten, vorgesehen werden. Eine Begrenzung des möglichen Schadens sollte gegebenenfalls vorgesehen werden. Kann eine ausreichende Vorankündigung, z. B. durch duktilen Versagen, eine gute Wahrnehmbarkeit der Vorankündigung oder einem zeitlich ausreichenden Abstand zwischen Wahrnehmbarkeit und Versagen, des Versagens erwartet werden, kann von den konstruktiven Anforderungen abgewichen werden. (BLETZINGER, et al., 2022)

Der genannte Ansatz ist jedoch sehr allgemein und ermöglicht keine Differenzierung der bauteilbezogenen Versagensfolgen. Für das Risikomanagement ist eine detailliertere Untersuchung der Versagensfolgen abhängig von dem jeweiligen Bauteil erforderlich und wird im Rahmen der Risikobewertung vorgenommen.

2.2.1.3. Nutzungsdauer

Für Bauwerke wird die Nutzungsdauer als die Zeitdauer definiert, innerhalb der ein Tragwerk unter Berücksichtigung vorgesehener Erhaltungsmaßnahmen für seinen vorgesehenen Zweck genutzt werden soll, ohne dass eine wesentliche Instandsetzung notwendig ist (DIN EN 1990: 2010). Nach *RPE-Ing*: 2020 beginnt die Nutzung bei der Fertigstellung des Bauwerks oder Bauteils und endet mit dessen voraussichtlichem Abbruch. Die Regelwerke betrachten die Nutzungsdauer als die Grenzdauer, innerhalb der die Leistungsanforderungen an das Bauwerk mit einer bestimmten Sicherheit gewährleistet werden. Die Nutzungsdauer ist somit für einen festgelegten Grenzzustand, der an Wahrscheinlichkeiten gekoppelt ist, definiert. Die tatsächliche Nutzungsdauer kann jedoch erst am Ende der Nutzung festgestellt werden (ALONSO JUNGHANNS, et al., 2022).

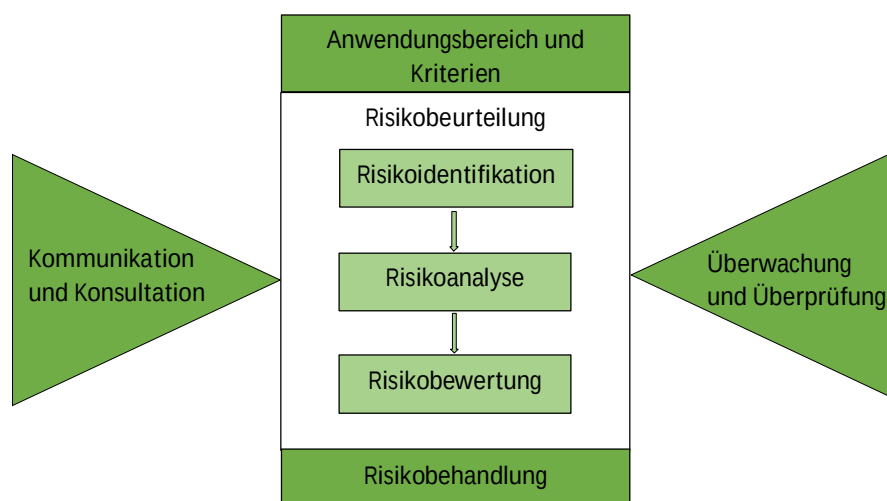
Für die Bestimmung der Grenzzustände werden Wahrscheinlichkeiten herangezogen. Die Berechnung einer an den Grenzzustand angekoppelten Versagenswahrscheinlichkeit ist von der gewählten Nutzungsdauer abhängig. Diese Versagenswahrscheinlichkeit korreliert mit der Zuverlässigkeit, d.h. mit einer festgelegten akzeptierten Versagenswahrscheinlichkeit im definierten Zeitraum (ALONSO JUNGHANNS, et al., 2022). Zuverlässigkeitsaussagen lassen sich demnach sowohl mit dem Begriff „Versagenswahrscheinlichkeit“ als auch mit dem Begriff „Nutzungsdauer“ formulieren. Während der Nutzungsdauer eines Tragwerks muss für die vorgesehene, zukünftige Nutzung die Sicherheit und Zuverlässigkeit gewährleistet werden. Die Nutzungsdauer kann nur als Wahrscheinlichkeitsaussage bestimmt werden. Da sich die statistischen Informationen, aus denen die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet wird, meist auf kürzere Zeiträume als die Nutzungsdauer bezieht, ist eine Extrapolation der Werte (z. B. gemessene Verkehrseinwirkungen) erforderlich, die zwangsläufig zu Ungenauigkeiten führt. Es kann lediglich eine geplante Nutzungsdauer für Neubauten zu Grunde gelegt werden (SPAETHE, 1992).

Zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit bereits bestehender Bauwerke ist die verbleibende Restnutzungsdauer als Variable unerlässlich. Die Restnutzungsdauer wird nach RPE-ING (2020) als die Zeitspanne ausgehend von einem bestimmten Betrachtungszeitpunkt bis zum Ende der Nutzungsdauer definiert. Bei Bestandsbauwerken verringern sowohl die Kenntnisse über die Restnutzungsdauer und den Zustand des Bauwerks (Materialeigenschaften, Vorschäden etc.) als auch die Möglichkeit Untersuchungen am Bauwerk durchführen zu können die Unsicherheit. Diese Kenntnisse werden in der Berechnung beispielsweise durch eine geeignete statistische Verteilung berücksichtigt (SPAETHE, 1992). Zum Beispiel können Variationskoeffizienten der Materialfestigkeit, die aus Bauwerksproben bestimmt wurden, in modifizierten Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt werden. Die tatsächlich vorhandenen statistischen Verteilungen können für die Berechnungen herangezogen werden (DBV-MERKBLATT TEILSICHERHEITSBEIWERTE: 2013).

Abhängig vom Bemessungskonzept und den bei der Festlegung der Zuverlässigkeit relevanten Wirtschaftlichkeitsüberlegungen (z. B. Ursachen und Folgen des Versagens, Kosten, Akzeptanz des Versagens) wird die rechnerisch angestrebte Nutzungsdauer auf verschiedene Weisen erreicht (FIB BULLETIN 34: 2006). Die Risikobereitschaft bei den Entscheidungen und somit auch die akzeptierte Zuverlässigkeit ist Teil der gewählten Strategie. Hierfür kann ein Risikomanagement von Vorteil sein.

2.2.1.4. Risikomanagement

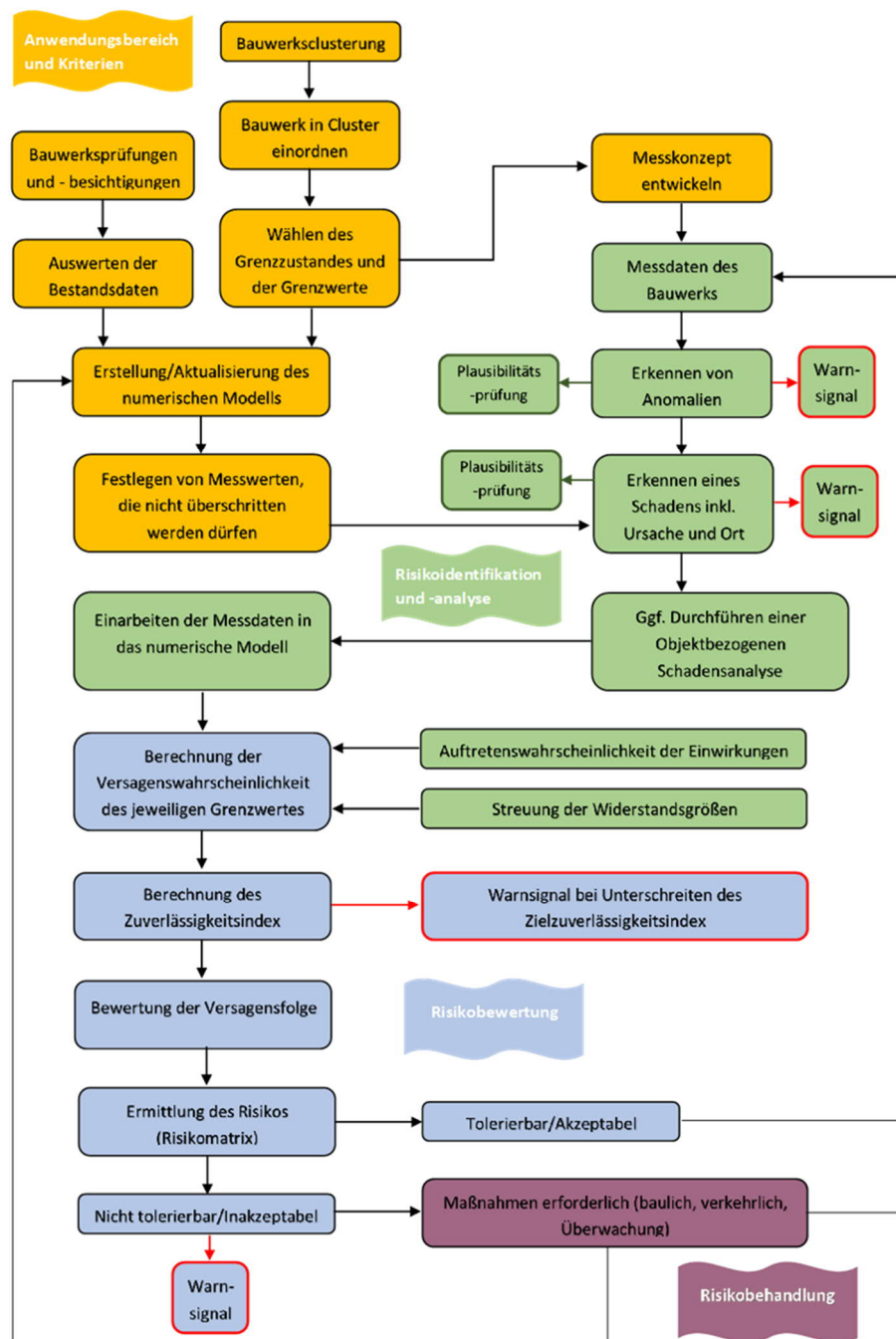
Der Risikomanagementprozess kann nach DIN ISO 31000 (DIN ISO 31000: 2018) in verschiedene Schritte unterteilt werden und ist iterativ, siehe BAST Abb. 2.10. Dabei sollen Kommunikation und Konsultation kontinuierlich das Risikobewusstsein und -verständnis fördern, sowie durch Feedback und Information die Entscheidungsfindung unterstützen.



BAST Abb. 2.10: Prozesse des Risikomanagementprozess (eigene Darstellung nach DIN ISO 31000:2018)

Der Anwendungsbereich, der Kontext und die maßgebenden Kriterien müssen festgelegt werden, um die Risikobeurteilung zu ermöglichen. Die Risikobeurteilung unterteilt sich in Risikoidentifikation, Risikoanalyse und Risikobewertung. Innerhalb der Risikoidentifikation werden Gefahren, Entwicklungen und Ereignisse identifiziert, die das Erreichen der festgelegten Ziele verhindern können. Mit der Risikoanalyse wird eine ausführliche Betrachtung von Unsicherheiten, Risikoursachen, Auswirkungen, Wahrscheinlichkeit, Ereignissen, Szenarien, Steuerungen und deren Wirksamkeit vorgenommen. Die Risikoanalyse liefert damit einen entscheidenden Beitrag für die Risikobewertung, die wiederum die Entscheidungen der Risikobehandlung stützen soll. (DIN ISO 31000: 2018)

Bei der Risikobehandlung werden Behandlungsoptionen und -maßnahmen unter Beurteilung der Wirksamkeit gewählt und Pläne für vorgeschlagene Behandlungen erstellt. Während des gesamten Prozesses müssen Qualität und Wirksamkeit überwacht und überprüft werden. (DIN ISO 31000: 2018)



Das im Projekt BrAssMan entwickelte Risikomanagementkonzept beinhaltet das Erkennen von Anomalien in den Messwerten, das Einordnen des ursächlichen Ereignisses sowie den Ablauf des im Kapitel 2.2.1.4 beschriebenen Risikomanagementprozesses. Der detaillierte Ablauf des Risikomanagementkonzeptes ist in BAST Abb. 2.11 dargestellt. In den nächsten Kapiteln werden die einzelnen Schritte näher erläutert. Aus dem Risikomanagementprozess soll das aktuelle Sicherheitsniveau der clusterbezogenen Schwachstelle abgeleitet werden. Die Messdaten dienen dabei sowohl der Erkennung von Ereignissen als auch der Ermittlung des Bauwerkszustands und somit des Bauwerkswiderstands.

Während des gesamten Ablaufs ist stets ein Austausch von aktuellen Informationen zwischen allen Beteiligten (Zuständige für Messsysteme, Datenspeicher, Datenauswertung und der Infrastrukturbetreiber) erforderlich. Ebenfalls sind Qualität und Wirksamkeit des Risikomanagementprozesses laufend zu prüfen und kontinuierlich zu verbessern.

2.2.2.1. Anwendungsbereich und Kriterien

Grundlage für das Risikomanagementkonzept des Projekts BrAssMan ist die Einteilung von Bauwerken im Bundesfernstraßennetz in gewählte Cluster, siehe Arbeitspaket 1.1 (Kapitel 1). Folgende Cluster wurden gebildet: Koppelfugen, orthotrope Platten und Hänger und Seile. Die drei Cluster beschreiben verschiedene relevante Schwachstellen von Bauwerken. Bei der Auswahl der Cluster handelt es sich um eine Auswahl zur Realisierung im Projekt BrAssMan und nicht um eine grundsätzliche Clusterung der Bauwerke des Bundesfernstraßennetzes, denn es fehlt die Berücksichtigung weiterer wesentlicher Schädigungspotenziale.

Das hier entwickelte Risikomanagement ist clusterübergreifend anwendbar. Jedoch müssen in jedem Cluster andere Grenzzustände, Messkonzepte und Risikobehandlungen betrachtet werden, sodass das Konzept für jedes Cluster angepasst werden muss. Die clusterspezifischen Betrachtungen werden in den Kapiteln 2.2.3, 2.2.4 und 2.2.5 aufgeführt.

Zurzeit werden Bauwerkszustände anhand individueller handnaher Prüfungen und Überwachungen nach DIN 1076: 1999 festgestellt. Bei der Bauwerkshauptprüfung müssen alle sechs Jahre auch schwer zugängliche Bauwerksteile handnah geprüft werden. Drei Jahre nach jeder Hauptprüfung erfolgt eine einfache Prüfung. Die jährliche Bauwerksbesichtigung konzentriert sich auf außergewöhnliche Veränderungen am Bauwerk. Bei der Prüfung und Besichtigung können lokale Schäden (z. B. Risse), schleichende Prozesse (z. B. Korrosion), Tragfähigkeitsschäden (z. B. Bruch von Betonstahl), Dauerhaftigkeitsschäden (z. B. Abplatzungen), Verkehrssicherheitsdefizite (z. B. fehlende Beschilderung) und veränderte Steifigkeiten (z. B. durch Risse) erkannt werden. Ein Nachteil dieser Form der Zustandsbeurteilung sind die großen Beurteilungsintervalle. Plötzlich auftretende Schäden, wie zum Beispiel die Folgen eines Spanngliedbruchs, werden erst spät entdeckt. Hier bietet ein Bauwerksmonitoring mit Messsystemen eine gute Ergänzung. Durch Sensormessungen am Bauwerk in kurzen Intervallen (dem Messwert entsprechend) können Schäden frühzeitig erkannt werden.

Die im Rahmen des BrAssMan-Projektes instrumentierten Brücken sind Bestandsbrücken, sodass bei der Bewertung der gemessenen Daten mögliche Vorschädigungen und Vorverformungen, die sich auch in den Messdaten widerspiegeln können, berücksichtigt werden müssen. Somit bietet die Zustandsbeurteilung nach DIN 1076: 1999 eine wichtige Grundlage sowohl für die Clusterbildung als auch für das Definieren eines Ausgangszustands zur Beurteilung der Sensormesswerte. Die Ergebnisse der Zustandsbeurteilung werden in der Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke hinterlegt. Mit Hilfe dieser Bestandsdaten können bestehende Schäden und Schwachstellen im numerischen Modell berücksichtigt werden. Das numerische Modell dient als Referenzzustand für den Vergleich mit den aktuellen Messdaten. Hierüber können Rückschlüsse auf das Auftreten eines Schadens, seine Ursache und seine Lage getroffen werden. Bei der Entstehung von Schäden oder der Durchführung von

Maßnahmen ist das Systemmodell zu aktualisieren. Dieser Prozess sollte nicht automatisiert, sondern von einer erfahrenen Fachkraft durchgeführt werden.

Ein Beispiel für das Zusammenwirken der Bestands- und Sensordaten sind Rissbreiten: In den Normen und Regelwerken werden Rissbreiten als Kriterium zur Schadensbewertung angegeben. Bereits bestehende Risse haben jedoch schon zu Messbeginn eine gewisse Rissbreite. Die am Bauwerk gemessenen Dehnungen beziehen sich auf die Rissbreitenänderungen. Zur Bewertung der Risse müssen die Bestandsinformationen mit den gemessenen Daten in Verbindung gebracht werden und Messwerte festgelegt werden, die nicht überschritten werden dürfen.

Sowohl die Bauwerksprüfung und -überwachung als auch das Bauwerksmonitoring mit Sensoren sind wichtige Bestandteile für das Risikomanagement. Als Bemessungszeitraum für das Risikomanagement wird die Restnutzungsdauer der Brückenbauwerke angenommen.

2.2.2.2. *Risikoidentifikation und -analyse*

Auslöser für den Risikomanagementprozess und für eine Neubewertung des Sicherheitsniveaus eines Bauteils oder Bauwerks sind Berichte aus Bauwerksprüfungen, Ergebnisse der Nachrechnung, Schlussfolgerung der objektbezogenen Schadensanalyse oder Anomalien in Messwerten. Anomalien können jedoch nicht immer mit einem Versagen oder einer Änderung des Verhaltens der Schwachstelle begründet werden. Mögliche Ereignisse, die die Brückenüberwachung und damit die Erkennung von Schäden beeinflussen können, sind:

- Das **Eintreten eines Schadens** in einem anderen Bauteil. Dabei kann es sich um einen Verlust der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit oder der Verkehrssicherheit (z.B. Übergangskonstruktionen) handeln. Die am Bauwerk installierten Sensoren sind nur lokal im Bereich der jeweiligen Schwachstelle angebracht, sodass die Bauwerksreaktionen auf einen Schadensfall in Sensorreichweite auftreten müssen, damit sich der Schadensfall auf die Brückenüberwachung auswirkt.
- Das **Auftreten von erhöhten Einwirkungen**. Dazu zählen Wettereinflüsse, wie Temperaturen, Wind oder Schnee, aber auch Verkehrseinwirkungen und außergewöhnliche Einwirkungen, wie z. B. Erdbeben oder Brand. Um diese Einflüsse auf die Messdaten, die das Erreichen des Grenzzustandes überwachen (z. B. Dehnungen oder Rissweiten), erfassen zu können, müssen diese ebenfalls am Bauwerk überwacht werden.
- Ein **Defekt der Messsysteme** kann zu fehlerhaften oder unvollständigen Daten führen. Dabei kann der Fehler im Sensor oder in der Übertragung der Daten liegen. In der Analyse der Daten ist es häufig schwierig, andere Ereignisse von einem Defekt des Messsystems zu unterscheiden. Hierbei kann es hilfreich sein, andere Sensoren, die z. B. Wettereinflüsse messen können, zum Vergleich hinzuzuziehen.
- Durch **Instandsetzungen, Verstärkungen oder Erneuerung** kann sich das Bauwerksverhalten verändern. Da diese Maßnahmen bekannt sein sollten, kann dies bei der Bewertung der Messdaten berücksichtigt werden.

Wird eine Anomalie in den Messwerten erkannt, wird ein Warnsignal an den Systembetreuenden geschickt. Damit unkritische Ereignisse, die zu Anomalien führen, erkannt und von Risiken für die Bauwerks- oder Bauteilsicherheit unterschieden werden können, sind eine gute Kalibrierung der Sensoren und eine gute Kenntnis über die Umgebungsbedingungen des Bauwerks erforderlich. Das Erkennen des Eintretens eines relevanten Ereignisses kann durch die manuelle Auswertung der Messdaten oder durch ein Programm, welches auf das Erkennen von Anomalien trainiert wurde, erfolgen. Anschließend muss jedoch eine sachkundige Fachkraft die Auswertung auf Plausibilität prüfen. Die Plausibilitätseinschätzung kann unter den oben genannten Aspekten erfolgen.

Im nächsten Schritt wird geprüft, ob ein Schaden vorliegt. Hierfür werden Daten aus dem numerischen Modell, welches auf Grundlage der Bestandsdaten erstellt wurde, mit den gemessenen Daten verglichen. Werden Veränderungen im Tragwerk festgestellt und/oder die definierten Grenzwerte der Messwerte überschritten, wird ein Warnsignal an den Systembetreuenden versendet. Dieser wird aufgefordert eine Plausibilitätseinschätzung vorzunehmen. Das numerische Modell kann bei der Suche nach Art, Ursache und Ort des Schadens unterstützend genutzt werden, indem z. B. die verschiedenen Ursachen geprüft werden, die die gemessenen Sensorwerte verursachen können. Gegebenenfalls ist eine objektbezogene Schadensanalyse durchzuführen, um nicht messbare Informationen zu erhalten. Liegen Informationen über die entstandene Schädigung vor, kann die Schädigung in das numerische Modell integriert werden.

Die Versagenswahrscheinlichkeit hängt von verschiedenen, zufälligen, statistischen und streuenden Einwirkungs- und Widerstandsgrößen ab. Diese erfassen und prognostizieren zu können, ist ein wesentlicher Bestandteil des Risikomanagements. Im Folgenden werden einige Unsicherheiten, die die Sicherheit der clusterbezogenen Schwachstellen beeinflussen, aufgeführt und es wird versucht mathematische Modelle bzw. Verteilungen zur Beschreibung der Unsicherheiten zu finden. Die clusterspezifischen Unsicherheiten und Risiken der in BrAssMan betrachteten Konstruktionsarten werden in den Kapiteln 2.2.3.2, 2.2.4.2 und 2.2.5.2 näher erläutert.

Zunächst werden die Widerstandsgrößen betrachtet. Die maßgebenden Materialeigenschaften (i. d. R. Festigkeiten) bestimmen maßgeblich den Widerstand des Bauwerkes gegen Versagen. Der E-Modul weist in der Regel nur geringe Streuungen auf, sodass dieser in der Regel als feste Größe angenommen wird (STEFFENS, 2019).

- **Beton** wird aus Zement, Wasser und Gesteinskörnungen sowie Zusatzstoffen und Zusatzmitteln hergestellt. Die Streuungen der Eigenschaften der Betonbestandteile, sowie die zufälligen Einflüsse während des Mischvorgangs, des Transports, des Einbaus und der Nachbehandlung bestimmen hauptsächlich die Streuungen der Betoneigenschaften (SPAETHE, 1992). Die Druckfestigkeit des Betons kann nach RÜSCH, et al., (1969) in 93 % der Stichproben über eine Normalverteilung beschrieben werden. Lediglich bei sehr niedrigen Betongüten ist von einer logarithmischen Normalverteilung auszugehen. Um zu berücksichtigen, dass Festigkeiten von Bauteilen häufig durch die schwächste Stelle bestimmt werden, wird als charakteristische Zahl der 5 % - Quantilwert als untere Schranke und nicht der Mittelwert verwendet (RÜSCH, et al., 1969).
- Die Änderungen der Eigenschaften von **Stahl** sind innerhalb eines Profils gering. Größer werden die Streuungen, wenn unterschiedliche Herstellungstechnologien und Profile verwendet werden. Als maßgebende Stahleigenschaften werden die Verteilungen der Streckgrenze und der Zugfestigkeit betrachtet. Zwischen den beiden Größen liegt eine Korrelation vor. Sie können daher mit dem gleichen Verteilungstyp beschrieben werden. Da Stähle mit Mindergüten aussortiert oder herabgestuft werden, sollte für den Verteilungstyp ein Typ mit Minimalwert gewählt werden. Hier bietet sich eine verschobene logarithmische Normalverteilung an. Als Festigkeitswert wird der 5 % - Quantilwert angenommen (STEFFENS, 2019). Für den Ermüdungsnachweis sind die Dauerfestigkeit und der Neigungsexponent der Wöhlerlinie wichtige Größen, die mit einer logarithmischen Normalverteilung angenähert werden können. (SPAETHE, 1992)
- Für höherfeste Stähle, wie **Spannstähle**, wird die 0,2 % - Dehngrenze als wichtigste Festigkeitsgröße benötigt. Da die Materialeigenschaften des Spannstahls den gleichen Gesetzen, wie dem Stahl, folgen und den gleichen Zufällen ausgesetzt sind, kann auch

hier eine verschobene logarithmische Normalverteilung angesetzt werden. (SPAETHE, 1992)

Bei älteren Bauwerken sind größere Streuungen der Werkstoffkennwerte zu berücksichtigen. Die verwendeten Werkstoffe können häufig den Bestandsunterlagen entnommen werden. In der Nachrechnungsrichtlinie (2011) sind die Werkstoffbezeichnungen charakteristischen Festigkeiten zugeordnet, sodass die Unsicherheiten auf der Widerstandsseite reduziert werden können. Teilweise ist jedoch anhand der Bestandsunterlagen keine eindeutige Zuordnung der verwendeten Materialien möglich. In diesen Fällen können die Materialkennwerte unter Berücksichtigung einiger statistischer Aspekte experimentell ermittelt werden. Um Mischverteilungen zu vermeiden, sollten die zu bewertenden Daten der Materialuntersuchung nur aus einer Grundgesamtheit stammen. Die Werkstoffkennwerte der Bauteile älterer Bauwerke können teilweise erheblichen Streuungen unterliegen. Dies ist bei Festlegung der Probenanzahl ($n \geq 5$) und der Entnahmestelle zu berücksichtigen. (Nachrechnungsrichtlinie: 2011)

Neben den Materialkennwerten führen auf der Widerstandsseite geometrische Ungenauigkeiten, Modellunsicherheiten, Redundanzen der Systeme und Vorankündigungsverhalten der Materialien und deren Konstruktion zu Unsicherheiten in der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit:

- **Geometrische Abmessungen** sind je nach Ausführungsqualität Schwankungen unterworfen. Die Größe des Bauteileigengewichts beeinflusst die Einwirkungsseite und die Abmessungen des tatsächlich vorhandenen Querschnitts wirken sich auf den Bauteilwiderstand aus. Die Streuungen sind überwiegend normalverteilt (BREITENSTEIN, 1995, BRAML, 2010). Bei Bestandsbauwerken kann die Geometrie am Bauwerk erfasst werden, sodass die Querschnittswerte genauer als bei Neubauten ermittelt werden können (STEFFENS, 2019).
- Die **Modellunsicherheiten** sind durch die Abweichung der realen und berechneten Strukturantwort begründet. Diese Abweichung hat eine unbekannte Größe und muss mit geeigneten Variablen berücksichtigt werden (STEFFENS, 2019).
- Durch die Wahl geeigneter statischer Systeme, die gewisse **Redundanzen** besitzen (z.B. statisch unbestimmte Systeme), kann bei Ausfall eines Elements ein Totalversagen des Gesamtsystems verhindert werden (SPAETHE, 1992). Große Verformungen kündigen das Versagen an, sodass Maßnahmen ergriffen werden können, die das Versagen verhindern oder die Versagensfolgen minimieren können. Die Redundanzen können bei Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit berücksichtigt werden, allerdings gibt es auch hier Differenzen zwischen rechnerischem Erreichen des Grenzzustands und dem tatsächlichen Überschreiten der Redundanzen.
- Baumaterialien mit **Vorankündigungsverhalten** können auch im Versagenszustand Formänderungsenergie aufnehmen und kündigen durch Rissbildung (z. B. Beton) oder große Verformungen (z. B. Stahl) den Versagenszustand an (SPAETHE, 1992). Viele Schädigungsmodelle werden für das Versagen ohne Vorankündigung erstellt, sodass eine Tragreserve zu erwarten ist (ZILCH, et al., 2011). Ebenfalls ist die Konstruktion der Materialien für das Vorankündigungsverhalten entscheidend. Beispielsweise kündigt sich ein Versagen eines Betonquerschnitts mit Mindestbewehrung an, während ein Betonquerschnitt ohne Mindestbewehrung plötzlich versagen kann.

Auf der Seite der Einwirkungen beeinflussen die Auftretenswahrscheinlichkeiten von Lasten und Umgebungsbedingungen die Versagenswahrscheinlichkeit. Die Auftretenswahrscheinlichkeiten der einwirkenden Lasten und ihre voraussichtlichen Größen können näherungsweise durch Verteilungsfunktionen beschrieben werden:

- Die **Eigenlast** der tragenden Konstruktion ist im Allgemeinen eine zeitunabhängige Variable. Lediglich die Eigenlasten nichttragender Bauteile, wie z. B. Brückenausstattungs-elemente, können sich im Laufe der Nutzungszeit ändern. In der Berechnung der Eigenlast können Ungenauigkeiten in der Geometrie des Überbaus, Ungewissheiten in der Wahl von Verbindungselementen und Schwankungen in der Rohdichte des Materials die Ursache für Unsicherheiten sein. Je nach Baustoff sind die Toleranzen in den Abmessungen und die Streuung der Rohdichten verschieden. (SPAETHE, 1992)
- Die **Verkehrslast** kann unter verschiedenen Aspekten betrachtet werden. Für die Betrachtung der Bauwerkstragfähigkeit sind die extremalen Einwirkungen maßgebend. Das gesamte Spektrum der Verkehrsbelastung, insbesondere der Schwerverkehr, beeinflusst jedoch die Ermüdungsfestigkeit (BUBA, 2002). In Abschnitt 2.1 wurden die charakteristischen Verkehrseinwirkungen näher untersucht. Durch das Messen der Bauwerksreaktion mit Hilfe von Sensoren kann in einigen Fällen bei einem gut kalibrierten Modell auch auf die Verkehrseinwirkungen geschlossen werden, sodass gegebenenfalls auch ohne Achslastmessstellen eine Näherung erreicht werden kann. Die Fahrzeugabstände im fließenden Verkehr können über eine logarithmische Verteilung dargestellt werden (SPAETHE, 1992). Im Stauverkehr können die Fahrzeugabstände als näherungsweise konstant betrachtet werden. Methoden der Theorie der stochastischen Schwingungen oder Monte-Carlo Simulationen können zur rechnerischen Ermittlung der Lastwirkungen eingesetzt werden (SPAETHE, 1992).
- Die **Windlast** unterliegt einer ständigen zeitlichen und örtlichen Änderung. Sie kann in einen sich langsam ändernden und einen turbulenten Anteil aufgeteilt werden. Der sich langsam ändernde Anteil kann durch eine Gumbelverteilung (Extremwertverteilung) angenähert werden. Der turbulente Anteil beinhaltet einen zufällig schwankenden Windanteil, der über einen ergodischen Gaußprozess (zeitdiskreter stochastischer Prozess als dynamisches System) abgebildet werden kann. (SPAETHE, 1992)
- Die **Schneelast** ist abhängig von der Schneedichte und der Schneehöhe. Diese beiden Faktoren sind wiederum von der Lage des Bauwerks, der Lufttemperatur, dem Wind, der Sonneneinstrahlung, dem Niederschlag und der Wärmeabgabe des Bauwerks abhängig. Als grobe Näherung kann zur Darstellung der zeitlichen Veränderung der Schneelast der Poissonsche Pulsprozess mit Dreiecksform verwendet werden. (SPAETHE, 1992)
- Die **Temperatureinwirkung** ist eine zeitabhängige Größe. Für die Betrachtung der Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit genügt die Erfassung der Extremwerte über eine Weibull-Extremwertverteilung. Zur Untersuchung des Grenzzustandes der Ermüdung wird jedoch zusätzlich der im Bauwerk wirkende Temperaturgradient benötigt. Hierfür können eine Normalverteilung sowie eine Weibullverteilung für Maximum und Minimum angesetzt werden. (BUBA, 2002)

Die Einwirkungen aus Umgebungsbedingungen können klimatisch bedingt, zum Beispiel durch (Luft-)Feuchtewechsel, Sonneneinstrahlung und Temperaturwechsel, oder nutzungsbedingt verursacht werden, beispielsweise durch Tausalzstreuungen (MÜLLER, et al., 2011). Vorhersagen zu klimatischen Einwirkungen können aus meteorologischen Prognosemodellen abgeleitet werden. Dabei ist zu beachten, dass die klimatischen Vorhersagen über einen Zeitraum von einigen Jahren nur sehr ungenau sind. Nutzungsbedingte Umgebungsbedingungen richten sich häufig nach anderen Einflüssen. So ist beispielsweise der Tausalzbedarf abhängig von der Winterstrenge (BREITENSTEIN, 1995), welche mit meteorologischen Prognosemodellen abgeschätzt werden kann.

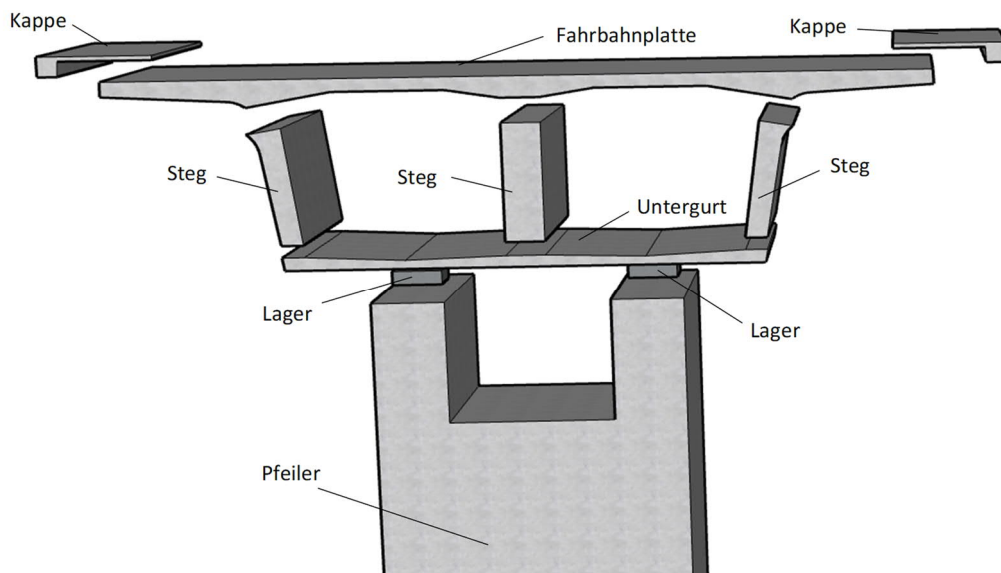
Die streuenden Materialeigenschaften, einwirkenden Lasten, Umgebungseinflüsse und konstruktiven Eigenschaften werden für die Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit des betrachteten Grenzzustandes benötigt. In den bisherigen Betrachtungen wurden lediglich die

einzelnen Wahrscheinlichkeiten und streuenden Unsicherheiten betrachtet. In der Realität treten diese jedoch nicht isoliert, sondern kombiniert auf (MÜLLER, et al., 2011).

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass die Ermittlung der streuenden Größen nur näherungsweise möglich ist und die Realität nicht exakt abbilden kann. Somit ist auch das ermittelte Risiko als streuende Größe zu betrachten.

2.2.2.3. Risikobewertung

Aus den zuvor genannten Verteilungsfunktionen für die streuenden und zufälligen Unsicherheiten auf der Widerstands- und der Einwirkungsseite kann die Versagenswahrscheinlichkeit für einen Grenzzustand des jeweiligen Bauteils oder Bauwerks berechnet werden (BLETZINGER, et al., 2022). In einer Systemanalyse wird das Zusammenwirken verschiedener Systemkomponenten (hier: Bauteile) untereinander untersucht (MÜLLER, et al., 2011). Die wesentlichen Systemkomponenten eines Bauwerksquerschnitts werden am Beispiel eines zweizelligen Hohlkastens (z. B. Talbrücke Pfeddersheim) in BAST Abb. 2 12 dargestellt.



BAST Abb. 2 12: Systemkomponenten einer Brücke am Beispiel eines zweizelligen Hohlkastens

Das planmäßige oder unplanmäßige Zusammenwirken der einzelnen Systemkomponenten entscheidet über die Funktionsfähigkeit des Bauwerks. Den einzelnen Systemkomponenten werden bei einer Ausfalleffektanalyse die jeweils maßgebenden Schädigungspotenziale zugeordnet und die Auswirkungen möglicher Versagensmechanismen werden untersucht. Das vereinzelte oder kombinierte Versagen der Bauteile kann zum Systemversagen oder zum Versagen bestimmter Systembereiche führen. Mit Hilfe einer Fehlerbaumanalyse werden Ursachen identifiziert, die zum Eintreten eines unerwünschten Ereignisses (Versagen einzelner Systemkomponenten) führen. Dabei wird zwischen einem Seriensystem (Oder-Verknüpfung der Ereignisse) und einem Parallelsystem (Und-Verknüpfung der Ereignisse), welche zum Gesamtversagen führen, unterschieden (MÜLLER, et al., 2011).

Die Betrachtung der Clusterschwachstellen im Projekt BrAssMan bezieht sich jeweils nur auf eine Systemkomponente und einen einzelnen Grenzzustand. Die Kombination mehrerer Versagenswahrscheinlichkeiten, Grenzzustände und Systemkomponenten wird durch die gewählten Messkonzepte und die Auswahl der Cluster nicht erfasst und somit im Folgenden nicht weiter behandelt.

Mit Hilfe der Versagenswahrscheinlichkeit und der Grenzzustandsfunktion, welche sich aus dem clusterspezifischen Grenzzustand ergibt, kann der Zuverlässigkeitsindex β für das Bauwerk oder Bauteil ermittelt werden, siehe Formel 2.2. Der Zusammenhang zwischen Versagenswahrscheinlichkeit und Zuverlässigkeitsindex kann zum besseren Verständnis auch in Zahlenwerten ausgedrückt werden, siehe BAST Tabelle 2.5.

BAST Tabelle 2.5: Zusammenhang von Versagenswahrscheinlichkeit P_f und Zuverlässigkeitsindex β nach BLETZINGER, et al., (2022)

β	5,2	4,7	4,2	3,8	3,0	2,5	2,0
P_f	$\sim 10^{-7}$	$\sim 10^{-6}$	$\sim 10^{-5}$	$\sim 10^{-4}$	$\sim 10^{-3}$	$\sim 5 \cdot 10^{-3}$	$\sim 10^{-2}$

Der Zuverlässigkeitsindex sollte die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex nicht unterschreiten und ist aufgrund von zeitabhängigen Prozessen abhängig vom Bezugszeitraum. Vorschläge für die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex für verschiedene Bezugszeiträume sind in Quellen, wie z.B. der DIN EN 1990: 2010 oder dem „Vorschlag für die Fortschreibung „Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen““ (BLETZINGER, et al., 2022) enthalten. Bei Verwendung der nominellen Zielwerte ist entscheidend, dass zur Berechnung des Zuverlässigkeitsindex die gleiche Verteilungsfunktion angenommen wurde. Alternativ können Vergleichsrechnungen mit den gewählten stochastischen Modellen und den aktuellen Regelungen der zulässigen Grenzwerte durchgeführt werden (BLETZINGER, et al., 2022). Für Bestandsbauwerke mit reduzierter Nutzungsdauer ist der Bemessungsraum des Zielwertes entsprechend zu wählen.

Im vorliegenden Konzept werden die Zielwerte des Zuverlässigkeitsindex als Grenzwert für die Zuverlässigkeit des Bauteils betrachtet. Unterschreitet der Zuverlässigkeitsindex den Zielwert wird ein Warnsignal an den Systembetreuenden versendet. Dieses Warnsignal gibt Auskunft über die Versagenswahrscheinlichkeit, nicht über die Versagensfolge.

Nach DIN EN 1990: 2010 können Brückenbauteile in Schadensfolgeklasse CC2 eingestuft werden. Wichtige Bewertungskriterien zur Klassifizierung sind die Gefährdung von Menschenleben sowie wirtschaftliche Folgen einschließlich der Nutzungsbeeinträchtigung bei Überschreiten des betrachteten Grenzzustandes (BLETZINGER, et al., 2022). Beim Versagen von Bauteilen der Klasse CC2 sind mittlere Folgen für Menschenleben, sowie beeinträchtigende wirtschaftliche, soziale und umweltrelevante Folgen zu erwarten. Zur Beurteilung im Rahmen einer Risikobewertung ist jedoch eine detailliertere Beschreibung der Versagensfolge notwendig, da das Versagen verschiedener Bauteile zu verschiedenen Folgen führt.

Die Versagensfolgen können nach SPAETHE, (1992) in drei Hauptgruppen unterschieden werden:

- Folgen für das menschliche Leben und die Gesundheit,
- Ökonomische Folgen können unmittelbar (Schäden am Bauwerk) und mittelbar (Ausfall der Nutzung des Bauwerks) sein,
- Folgen für die Umwelt und unersetzbare Kulturgüter.

Es werden mit Hilfe von Gewichtungen alle Versagensfolgen auf eine monetäre Vergleichsbasis reduziert und das gesellschaftliche Gesamtrisiko bestimmt. Dabei ist zu beachten, dass die Bewertung nicht ökonomischer Schäden, wie beispielsweise die Folge für das menschliche Leben, nicht rein objektiv betrachtet werden kann (SPAETHE, 1992).

Die Diskussion, ob ein Menschenleben (monetär) bewertet werden kann und sollte, wird kontrovers diskutiert. In der Gesundheitsvorsorge, im Versicherungswesen oder in der Katastrophenprävention werden für eine solche Bewertung dennoch Modelle angewendet

(JACHS, 2014). Zur Bewertung und Beurteilung von Unfallfolgekosten in Bezug auf das menschliche Leben und die Gesundheit können verschiedene Ansätze herangezogen werden. Die Bundesanstalt für Straßenwesen hat zur Weiterentwicklung dieser Ansätze ein Forschungsprojekt veranlasst (BUSCH; KISTLER, 1990). Dabei wurden folgende Bereiche betrachtet: Kosten der medizinischen Behandlung, Kosten der Invalidität (langfristig) und die Kosten unfallinduzierter Todesfälle. Das menschliche Leben kann über subjektive und objektive Wertansätze bewertet werden. Bei den subjektiven Ansätzen werden die Bewertungen aus Befragungen oder aus beobachteten individuellen Verhaltensweisen ermittelt. Die objektiven Wertansätze dagegen beruhen auf der Berechnung von Kosten für das Aufwachsen (Kleidung, Nahrung, Bildung etc.) oder dem Produktionsbeitrag, den der Mensch im Laufe seines Lebens erwirtschaftet (BUSCH; KISTLER, 1990).

Im Magazin des Schweizer Innenministeriums wurde 2014 ein Artikel veröffentlicht, der sich mit einigen dieser Modelle beschäftigt. Je nach Modell beläuft sich der Wert eines Menschenlebens auf knapp unter einer Million bis über sieben Millionen Euro. Der Humankapitalansatz berechnet den Wert eines Menschen über seine zukünftige Produktivität, seinen erwartbaren Beitrag zum Sozialprodukt oder sein erwartbares restliches Lebenseinkommen. Ein anderer Ansatz aus der Gesundheitsökonomie (Qualys – quality adjusted life year) basiert auf nach der Lebensqualität gewichteten Lebensjahren. Bei dem WSL-Ansatz (Wert des statistischen Lebens) werden Personen aus einem Kollektiv befragt, wie viel sie bereit wären zu zahlen, um ihr Sterberisiko auszuschalten. Die Summe des Kollektivs entspricht dann dem Wert eines statistischen Lebens. Alle Ansätze sind umstritten. Bei Kosten-Nutzen-Überlegungen von öffentlichen Investitionen in Sicherheit ist am ehesten der Wert des statistischen Lebens heranziehbar. (JACHS, 2014)

Die unmittelbar ökonomischen Kosten beschreiben die entstehenden Kosten der erforderlichen Maßnahmen zur Risikobehandlung und sind monetär gut zu definieren. Hier kann eine Betrachtung der Folgekosten integriert werden, für den Fall, dass Maßnahmen nicht oder zu spät ergriffen werden.

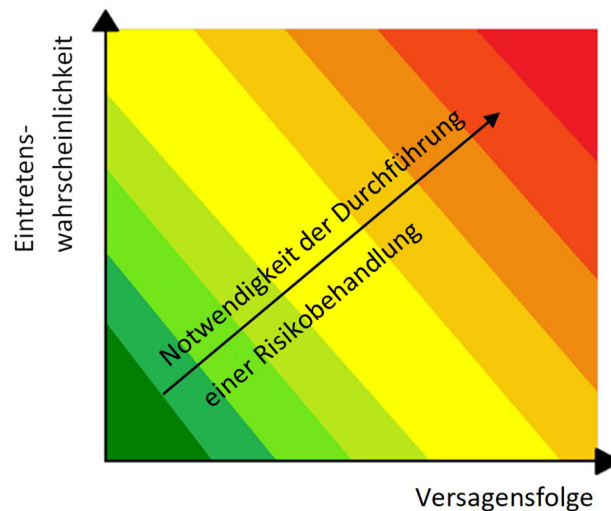
Die mittelbaren ökonomischen Folgen hängen von dem Einfluss des geschädigten Bauteils auf die Nutzbarkeit des Bauwerks und der Relevanz des Bauwerks im Verkehrsnetz ab. Sind durch den Ausfall des Bauteils keine Nutzungseinschränkungen zu erwarten, können die mittelbaren ökonomischen Folgekosten gleich Null gesetzt werden. Sind jedoch Einschränkungen vorhersehbar, müssen diese genauer betrachtet werden. Hierbei sind unter anderem Alternativrouten und Nutzenkomponenten zu berücksichtigen (HAARDT, 2003). Entsprechend der Relevanz des Bauwerkes müssen bei einer Bauwerks-(teil-)sperrung leistungsstarke Alternativrouten vorhanden sein. Durch das Ausweisen von Alternativrouten werden Dritte durch veränderte Schadstoff- und Lärmbelastigungen beeinträchtigt. Die volkswirtschaftlichen Kosten durch Baustellen und die damit verbundenen Einschränkungen des Verkehrsraums werden beispielsweise durch Zeitverluste, Mehrverbrauch an Kraftstoff und ein verändertes Unfallgeschehen im Baustellenbereich verursacht. Fahrzeugbetriebskosten, Zeitkosten und Unfallkosten werden als Nutzenkomponenten bezeichnet (HAARDT, 2003). Hierunter versteht man die Kosten der Straßennutzerinnen und -nutzer, die infolge von Stau und verlängerten Wegen entstehen. In den Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßenbrücken (EWS: 1997) werden für die verschiedenen Nutzenkomponenten Kostensätze genannt, welche zur Beurteilung der Versagensfolgen herangezogen werden können. Allerdings sind die Verfahren der EWS (1997) für die Beurteilung von Erhaltungsmaßnahmen nur bedingt geeignet (HELLMANN, et al., 2008). Die Parameter und Komponenten (z. B. Nutzenkomponenten) sind jedoch verwendbar. In HELLMANN, et al., (2008) wird unter Berücksichtigung der Parameter und Komponenten aus den EWS (1997) ein Verfahren zur Berücksichtigung baustellenbedingter Nutzerkosten für Erhaltungsbauelemente entwickelt. Die Relevanz eines Bauwerks im Verkehrsnetz wird dabei

über den durchschnittlichen täglichen Verkehr (DTV), den Schwerverkehrsanteil (SVA) und die zutreffende Jahresganglinie bestimmt.

Als Folgen für die Umwelt werden die Belastung der Menschen (Lärm, Schadstoffe etc.) und ihrer Umwelt sowie der Ressourcenverbrauch betrachtet (HAARDT, 2003). Einige Umweltaspekte werden als Nutzenkomponenten in den Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßenbrücken als Nutzenkomponenten mit Kostensätzen aufgeführt (EWS: 1997). Alternativ wird in der „Methodenkonvention 3.0 zur Ermittlung von Umweltkosten – Methodische Grundlagen“ des Umweltbundesamts ein standardisiertes Vorgehen zur ökonomischen Bewertung von Umweltschäden vorgestellt. Nach der Darstellung der Umweltkosten des Verkehrs (Zielsetzung), wird der Untersuchungsgegenstand konkretisiert und Systemgrenzen werden festgelegt. Die relevanten Umweltwirkungen werden dargestellt und in direkte (Lärm, Emissionen, etc.) und indirekte Umweltwirkungen (z. B. vor- und nachgelagerte Produktion) unterteilt. Mit Hilfe einer Ursache-Wirkungsbeziehung wird die Wirkung der Umwelteinwirkungen abgeschätzt. Anschließend werden die ökonomischen Nutzen- und Kostenkategorien zugeordnet. Die Kategorien sind: Unmittelbare Beeinträchtigung des individuellen Nutzens (z. B. Einschränkung der Lebensqualität durch Lärm), Beeinträchtigung bei der Produktion von Gütern und Dienstleistungen (z. B. verringerte Arbeitsproduktivität Dritter aufgrund von Stau), sowie Beeinträchtigungen, die nicht zurechenbar sind, aber die Volkswirtschaft als Ganzes mit Kosten belasten (z. B. Schädigung der Straßen auf Alternativrouten). Abschließend kann der aus der Beeinträchtigung der Umwelt entstehende Nutzenverlust monetär bewertet werden. (BÜNGER; MATTHEY, 2018)

Die Folgen für unersetzbare Kulturgüter müssen im Einzelfall bewertet werden.

Sind die Versagenswahrscheinlichkeit P_f [%] und die zu erwartenden Kosten der Versagensfolgen V_f [€] definiert, kann im nächsten Schritt das Risiko R_f eines Ereignisses als ihr Produkt berechnet werden, siehe Formel 2.1. Ein hohes Risiko kann demnach durch eine hohe Versagenswahrscheinlichkeit mit geringen Versagensfolgekosten oder durch eine geringe Versagenswahrscheinlichkeit mit hohen Versagensfolgekosten verursacht werden. Bei gleichem Risiko wird das mit der im Einzelereignis größeren Versagensfolge als schwerwiegender wahrgenommen (SPAETHE, 1992). Zur Visualisierung der Einzelrisiken kann eine Risikomatrix, siehe BAST Abb. 2.13, verwendet werden. Die identifizierten Risiken werden entsprechend ihrer Eintretenswahrscheinlichkeit und ihrer Versagensfolge positioniert. Die Position zeigt die Notwendigkeit der Durchführung einer Risikobehandlung an. So kann grafisch dargestellt werden, ob das Risiko für den Betrieb des Bauwerks akzeptiert werden kann oder, ob mit geeigneten Maßnahmen reagiert werden muss. Bei der Bewertung kann z.B. ein Vorankündigungsverhalten von Bauwerksschäden berücksichtigt werden.



BAST Abb. 2.13: Risikomatrix

Die Grenze, bis zu der ein Risiko tolerierbar ist und keine Maßnahmen ergriffen werden müssen, kann allgemein gültig nicht beantwortet werden, sondern hängt von dem betrachteten Bauteil und dem Grenzzustand ab. In den Kapiteln 2.2.3.3, 2.2.4.3 und 2.2.5.3 wird, diese Fragestellung näher untersucht.

Wird das Risiko als akzeptabel eingestuft, ist eine Neubewertung des Risikos in regelmäßigen zeitlichen Abständen notwendig. Wie in BAST Abb. 2.13 zu erkennen ist, werden dafür aktuelle Messwerte benötigt und die Risikoidentifikation und -analyse werden erneut durchgeführt.

Ist das Risiko zu groß und wird als nicht tolerierbar erkannt, erhält der Systembetreuende sofort ein Warnsignal mit der Aufforderung eine Risikobehandlung mit geeigneten Maßnahmen durchzuführen. Wurde zuvor das Warnsignal zur Bauteilzuverlässigkeit ausgelöst, ist der Eintritt des Ereignisses wahrscheinlich und die Maßnahmen sind zeitnah einzuleiten.

2.2.2.4. Risikobehandlung

Das Risiko von eingetretenen Ereignissen kann durch Handlungsmaßnahmen gesenkt werden. Ziel ist es, die Schadensfolge und/oder die Eintretenswahrscheinlichkeit zu senken, sodass das Risiko neu bewertet werden kann und eine weitere Risikobehandlung nicht mehr notwendig ist. Welche Handlungsmaßnahme wann durchgeführt wird, ist im Einzelfall zu entscheiden. Wichtig ist, die Wirksamkeit, Wirtschaftlichkeit und mögliche Nutzungseinschränkungen des Brückenbauwerkes dabei abzuwägen.

Nach SPAETHE, (1992) lassen sich drei verschiedene Strategien zur Gewährleistung der Tragwerkssicherheit unterteilen:

- Die erste Strategie erfordert einen **ausreichenden Sicherheitsabstand zwischen Beanspruchung und Beanspruchbarkeit**. Die Beanspruchung ist meist eine Funktion der Zeit und darf über die gesamte Nutzungsdauer nicht größer als die Beanspruchbarkeit werden. Durch die Vorgaben aus Wirtschaftlichkeit und Materialeinsparung muss der Sicherheitsabstand minimal geplant werden. Bei der Bemessung der Bauwerke gibt es, wie in Kapitel 2.2.2.2 beschrieben, Unsicherheiten bei der Berücksichtigung der einwirkenden Lasten. Über stochastische Modelle können die Lasten nur abgeschätzt werden. Auch die Materialeigenschaften, die den Bauwerkswiderstand beeinflussen, sind Streuungen unterworfen. Die Nutzungsdauer des Bauwerkes ist ebenfalls eine nur abzuschätzende, variable Größe. Um dennoch eine statische Berechnung durchführen zu können, werden eine Reihe von

vereinfachten Annahmen getroffen, um einen ausreichend großen Sicherheitsabstand bei Beachtung der Wirtschaftlichkeit und geringem Materialverbrauch zu erreichen. (SPAETHE, 1992)

- Da sich viele Versagensfälle auf Fehler der am Bau beteiligten Menschen zurückführen lassen, beschäftigt sich die zweite Strategie mit **Maßnahmen zur Vermeidung menschlicher Fehlhandlungen**. Das Unterlassen notwendiger oder fehlerhafte Handlungen sind meist die Ursache. In den Berechnungsvorschriften und Zuverlässigkeitsberechnungen werden menschliche Fehlhandlungen nicht abgedeckt. Durch Erweiterung des Wissensstandes, Checklisten, vollständigen Informationsfluss, klare Aufgabenverteilung, eindeutige Verantwortungsbereiche und effektive Kontrollstrategien können menschliche Fehler reduziert werden. (SPAETHE, 1992)
- Versagensfälle können jedoch nicht komplett ausgeschlossen werden. Durch das Zusammenfallen mehrerer Extremereignisse, Überbelastungen, fehlerhafte Nutzung oder menschliche Fehlhandlungen können bewusst akzeptierte oder übersehene Ereignisse eintreffen. Darum sind **Maßnahmen zur Begrenzung des Schadensausmaßes** notwendig. Ein wichtiges Werkzeug ist die Nutzung von Materialien und deren Kombination mit Vorankündigungsverhalten im Versagensfall. Auch die Wahl von Systemen, die im Versagensfall hohe Formänderungsenergien aufnehmen können, hilft den Bruch frühzeitig zu erkennen. (SPAETHE, 1992)

Zu den Maßnahmen der Begrenzung des Schadensausmaßes gehören unter anderem Resilienzmaßnahmen. Resilienz beschreibt die Fähigkeit eines Systems sich auf potenziell schadhafte Ereignisse vorzubereiten, sie einzukalkulieren, sie zu verkraften, sie abzuwehren und sich möglichst schnell davon zu erholen. Durch Resilienzmaßnahmen sollen im Ereignisfall die Ereignisfolgen gemildert und die Funktionalität des Systems möglichst schnell wiederhergestellt werden. Resilienzmaßnahmen können bauliche, technische, planerische und organisatorische Maßnahmen an einem einzelnen Bauwerk oder im gesamten Infrastrukturnetz sein, die über die Vorgaben aus den Regelwerken hinausgehen. (DEUBLEIN, et al., 2017)

Um bei gegebener Tragfähigkeit die weitere verkehrliche Nutzung eines Bauwerkes sicherzustellen, können Kompensationsmaßnahmen eingesetzt werden. Dabei wird zwischen kompensierenden Überwachungsmaßnahmen und verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen unterschieden (*Nachrechnungsrichtlinie*: 2011). Für die Entscheidung, welche Maßnahme geeignet ist, sollte die Relevanz des Bauwerks im Verkehrsnetz und die Verfügbarkeit von Umleitungsstrecken mit einbezogen werden. Durch verkehrliche Kompensationsmaßnahmen können gravierende Verkehrseinschränkungen, negative Konsequenzen für die Umwelt und hohe Folgekosten für Verkehrsteilnehmende und die Volkswirtschaft entstehen (HAARDT, 2003).

Die weitere verkehrliche Nutzung kann bei gegebener Tragfähigkeit durch kompensierende Überwachungsmaßnahmen abgesichert werden (*Nachrechnungsrichtlinie*: 2011). Es entstehen weniger Einschränkungen für den Nutzenden als bei verkehrlichen oder baulichen Maßnahmen. Durch Überwachungsmaßnahmen soll ein Sicherheitsgewinn erzeugt werden. Ist der Sicherheitsgewinn größer als das betrachtete Defizit, so ist die überwachende Kompensationsmaßnahme erfolgreich (SIEGERT, et al., 2015).

Es können drei verschiedene Arten von kompensierenden Überwachungsmaßnahmen differenziert werden (SIEGERT, et al., 2015).

- Bei der **einmaligen diskreten kompensierenden Überwachungsmaßnahme** werden z. B. einzelne Festigkeitswerte, Kräfte oder Geometrien ermittelt. Die gemessenen Kennwerte können zur Reduzierung der Unsicherheiten bei Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit beitragen. (SIEGERT, et al., 2015)

- Zu den **sich wiederholenden diskreten kompensierenden Überwachungsmaßnahmen** gehören in zeitlichen Intervallen wiederkehrende Inspektionen sowie sich wiederholende Probelastungen. Diese Maßnahmen dienen der Verbesserung der Systemidentifikation sowie dem Erkennen von Schädigungen, bevor größere Schäden verursacht werden. (SIEGERT, et al., 2015)
- **Kontinuierlich kompensierende Überwachungsmaßnahmen** können aus Schwellwertüberwachungen und Einwirkungsüberwachungen bestehen. Schwellwertüberwachungen kontrollieren den untersuchten Grenzzustand durch dauerhafte Messungen und lösen bei Überschreiten des Grenzwertes einen Alarm aus. Die Ermittlung der Schwellwerte und ein notwendiges Vorankündigungsverhalten der Bauteile, sodass keine Gefahr für Menschenleben besteht, sind Herausforderungen dieser Methode. Bei der Einwirkungsüberwachung werden mit Hilfe von Verkehrsmessungen die Belastungen, die durch den Verkehr verursacht werden, ermittelt. Durch einen ausreichenden Abstand einer Achslastmessstelle und einer nachgeschalteten Schranke, können Fahrzeuge, die einen vorgegebenen Grenzwert überschreiten, an einem Überqueren des Brückenbauwerks gehindert werden. (SIEGERT, et al., 2015)

Verkehrliche Kompensationsmaßnahmen führen zur Verringerung der Beanspruchung von Brückenbauwerken und können in verkehrliche Nutzungsaufgaben und verkehrliche Nutzungseinschränkungen eingeteilt werden. Verkehrliche Nutzungseinschränkungen sind zum Beispiel LKW-Gewichtsbeschränkungen, allgemeine Gewichtbeschränkungen, LKW-Achslastbeschränkungen, Verbot von genehmigungspflichtigem Schwerverkehr mit Dauererlaubnis, Ummarkierung von Fahrstreifen und die Sperrung und Einengung von Fahrstreifen (*Nachrechnungsrichtlinie*: 2011). Zu den verkehrlichen Nutzungsaufgaben gehören LKW-Mindestabstände und LKW-Überholverbote. Bei Anordnen von Kompensationsmaßnahmen sind stets die örtlichen Gegebenheiten zu beachten. Die Auflage, dass LKW Mindestabstände einhalten müssen, ist erst bei einer Brückenlänge von über einer LKW-Länge sinnvoll, da nur so die Anzahl der LKW auf dem Bauwerk reduziert werden kann. Auch das Vorhandensein von leistungsfähigen, alternativen Routen und die Erhöhung der Wahrscheinlichkeit von Stauverkehr und Mehrbelastung auf anderen Brückenbauwerken ist bei verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen zu berücksichtigen.

Bauliche Maßnahmen begegnen der verringerten Beanspruchbarkeit von Brückenbauwerken. Nach *ASB-ING*: 2013 dienen bauliche Maßnahmen zur Wiederherstellung bzw. Sicherstellung der Standsicherheit, Verkehrssicherheit bzw. der Dauerhaftigkeit eines Teilbauwerkes bzw. einzelner Bauwerksteile der Bauwerkserhaltung und haben häufig einen größeren Umfang. Dabei können folgende Maßnahmen unterschieden werden:

- Das Ziel einer **Instandsetzung** sollte die Behebung der Ursache des Schadens sein. Da die Bauwerksprüfung jedoch nur Schadenssymptome feststellt, werden häufig nur Folgeschäden behoben (HAARDT, 2003). Bei der Ermittlung der Schadensursache können Monitoringsysteme unterstützend wirken.
- **Bauwerkserneuerung/Ersatzneubau** ist eine zielführende Maßnahme, wenn dauerhafte Instandsetzungen nicht mehr möglich oder unwirtschaftlich sind (HAARDT, 2003). Der Ersatzneubau mit oder ohne kapazitiver Erweiterung wird zum Ersatz eines Vorläuferbauwerkes in bestehende Straßen ohne Wiederverwendung von Bauteilen des Vorläuferbauwerkes erstellt (*ASB-ING*: 2013).
- Bei einer **Verstärkung** wird die Standsicherheit des Bauwerkes wieder hergestellt (*ASB-ING*: 2013), bzw. wird nach *RPE-Ing*: 2020 sogar die Tragfähigkeit verbessert. Die Wahl einer geeigneten Verstärkung ist abhängig von der Beanspruchung und dem jeweiligen Schaden.

Im für das Projekt BrAssMan erstellten Risikomanagementablauf sind die einzelnen Maßnahmen zur Risikobehandlung abhängig von dem entstandenen Schaden zu wählen. In den Kapiteln 2.2.3.4, 2.2.4.4 und 2.2.5.4 werden die clusterspezifischen baulichen Maßnahmen näher untersucht. Die Auswirkungen auf das statische System, die Materialwiderstände oder die Einwirkungen werden nach erfolgter Maßnahme in das numerische Modell integriert, sodass die Versagenswahrscheinlichkeit und damit das Risiko erneut berechnet werden können. Die durchgeführten Maßnahmen haben gegebenenfalls Einfluss auf die Messwerte, sodass die Analyse der Daten unter Berücksichtigung der Maßnahmen erfolgen muss. Bei kontinuierlich kompensierende Überwachungsmaßnahmen werden zusätzliche Monitoringsysteme, die die Grenzzustände clusterspezifisch überwachen, installiert. Diese Daten fließen ebenfalls in die Schadenserkennung ein. Das gemeinsame Ziel aller Risikobehandlungen ist die Wiederherstellung der geforderten Zielzuverlässigkeit und des erforderlichen Risikoniveaus.

2.2.3. Risikomanagement Cluster 1 – Koppelfugen

Im Folgenden wird das clusterübergreifende Risikomanagementkonzept auf das Cluster 1 „Koppelfugen“ bezogen. Dabei werden insbesondere der Grenzzustand, die streuenden Basisvariablen und die baulichen Maßnahmen näher betrachtet.

Bis 1980 konnten alle Spannglieder in einer Koppelfuge verankert oder gekoppelt werden. Erst danach wurde festgelegt, dass mindestens 30 % der Spannglieder, unabhängig vom Brückenquerschnitt, ungekoppelt durchgeführt werden müssen. 1966 wurde eine Mindestbewehrung für wenig überdrückte Bereiche, also auch für den Koppelfugenbereich, eingeführt. Für den Ermüdungsnachweis von Spanngliedkopplungen wurden, zunächst 1977 per Soforterrlass und 1979 über eine Norm, die Berücksichtigung eines Temperaturgradienten sowie erhöhter Verluste infolge Kriechen und Schwinden des Betons eingeführt. Zusätzlich wurde mit dem Soforterrlass von 1977 eine Erhöhung der Mindestlängsbewehrung im Koppelfugenbereich vorgeschrieben. (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2015)

2.2.3.1. Anwendungsbereich und Kriterien

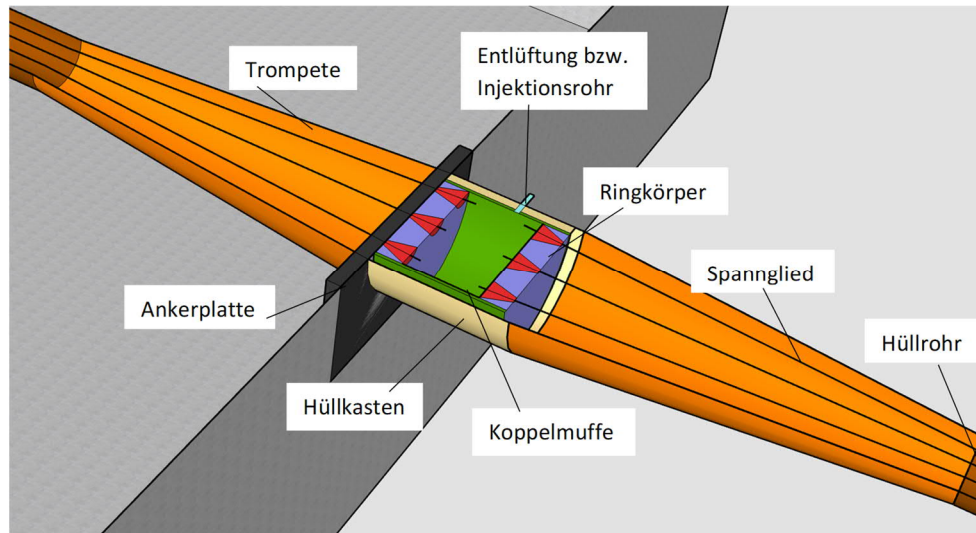
Die Grundlage für die Anwendung des hier beschriebenen Risikomanagementprozesses ist eine Einordnung des betrachteten Bauwerks in das Cluster 1 „Koppelfugen“.

Insgesamt wurden drei Bauwerke dieses Clusters mit Messtechnik ausgestattet. Typische Schadensbilder im Koppelfugenbereich sind Risse senkrecht zur Brückenachse und Schrägrisse in den Stegen. Dies beeinträchtigt unter anderem auch die Dauerhaftigkeit der Brückenbauwerke und kann zu Korrosionsschäden führen. Die auftretenden Schäden von Brückenbauwerken mit Koppelfugen weisen einen Zusammenhang mit dem Baujahr auf. Bauwerke, die aus den 1960er Jahren stammen, haben nach GOEBEL, (1985) die höchste Risshäufigkeit. Brücken mit einem Baubeginn nach 1977 sind im Koppelfugenbereich weitgehend ungerissen (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2015). Dies spiegelt die Wirksamkeit der Änderungen der Normen und Regelwerke wieder.

Bereits in der Planung kann die Rissentstehung reduziert oder verhindert werden. Koppelfugen werden meist in dem Bereich des Momentennulldurchgangs infolge ständiger Lasten angeordnet. Ungenauigkeiten in der Schnittgrößenbestimmung und somit der Momentennullpunktbestimmung haben einen ungünstigen Einfluss, da die Dauerschwingfestigkeiten der Arbeitsfugen und Koppelemente geringer sind als die der Regelbereiche. Besonders Hohlkastenquerschnitte haben ein erhöhtes Risiko für Risse im Bereich der Koppelfugen, da es sich um Zweipunktquerschnitte handelt (GOEBEL, 1985). Darüber hinaus erzeugt die Profilverformung von Hohlkastenquerschnitten Zusatzbeanspruchungen (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2015). Durch die steigende

Verkehrsbelastung und die zum Teil großen Rissbreiten ist die Gefahr für ein Ermüdungsversagen im Koppelfugenbereich deutlich erhöht.

Eine niedrige Ermüdungsfestigkeit gehört zu den relevanten Eigenschaften von Spannstahlkopplungen. Dabei ist die Ermüdungsfestigkeit einbetonierter Kopplungen (siehe BAST Abb. 2.14) geringer, als die freischwingender Kopplungen. Der Grund dafür sind Reibkorrosion und Reibermüdung der Kopplungsteile. (BUBA, 2002)



BAST Abb. 2.14: Einbetonierte Kopplung

Der maßgebende Grenzzustand in Bezug auf Koppelfugen ist der Grenzzustand der Ermüdung. Für diesen gilt es, Risse und andere Voraussetzungen für Ermüdungsschäden zu erkennen, sowie das Risiko und die Versagenswahrscheinlichkeit zu ermitteln. Tritt der Grenzzustand der Ermüdung ein, kann es zu einer Gefahr für Leben und Gesundheit der Menschen kommen, dabei sind materielle Schäden zu erwarten (SPAETHE, 1992).

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit kann mit verschiedenen Verfahren erbracht werden (ZILCH, et al., 2011).

- Mit dem **bruchmechanischen Konzept** wird der Spannungszuwachs an der Risspitze des Ermüdungsrisses ermittelt. Die Reihenfolge der Belastungen und Vorschädigungen können berücksichtigt werden. Allerdings ist dieses Verfahren aufgrund der Streuungen des Betons und der Schwierigkeit Anrisse in den einbetonierten Beton-/Spannstählen zu erkennen im Massivbau ungeeignet. (ZILCH, et al., 2011)
- Der Nachweis mittels **schädigungsäquivalenter Schwingbreiten und dem Ermüdungslastmodell ELM 3** ermöglicht eine Einstufung als (nicht) ermüdungsgefährdet. Sind die aus der Belastung resultierenden Schwingbreiten kleiner als eine festgelegte Grenzschiwingbreite ist das Bauwerk nicht ermüdungsgefährdet. Eine Aussage über die Restlebensdauer oder den Schädigungsfortschritt ist mit diesem Verfahren jedoch nicht möglich. (ZILCH, et al., 2011)
- Der **explizite Betriebsfestigkeitsnachweis** beruht auf der Schädigungshypothese von Palmgren und Miner. Mit diesem Verfahren kann nach der Nachrechnungsrichtlinie und dem DIN-Fachbericht 102 die auftretende Schädigungssumme D unter Ansatz eines modifizierten Ermüdungslastmodells ELM4 ermittelt werden. Dabei wird davon ausgegangen, dass durch jeden Spannungswechsel eine Schädigung entsteht. Zur Ermittlung der ertragbaren Lastwechsel wird die Wöhlerlinie verwendet (ZILCH, et al., 2011)

2011). Die aus den Spannungswechseln resultierenden Schädigungen werden zu einer Gesamtschädigung addiert. Dabei ist nachzuweisen, dass die Summe der Schädigung über die Lebensdauer des Bauwerks $D_{Ed} \leq 1$ ist (BUBA, 2002).

Die Ermittlung der Schädigungssumme nach Palmgren und Miner wird als Berechnungsmethode für den Grenzzustand der Ermüdung im Cluster 1 gewählt. Die Schädigungssumme D_{vorh} lässt sich aus den auftretenden Lastwechseln einer Schwingbreite $n(\Delta\sigma_i)$ und den ertragbaren Lastwechseln einer Schwingbreite $N(\Delta\sigma_i)$ darstellen (ZILCH, et al., 2011):

$$D_{vorh} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)}. \quad (2.3.)$$

Wird die Grenzschädigung $D_{Grenz} = 1$ erreicht, tritt rechnerisch ein Ermüdungsversagen ein. Die Einflussfaktoren für die Ermüdungsbelastung sind auf der Widerstandsseite die ertragbare Anzahl der Schwingbreiten (Wöhlerlinie) und auf der Einwirkungsseite die Verkehrsbeanspruchung durch den Schwerverkehr, das Eigengewicht, Kriech- und Schwindumlagerungen, der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung, Setzungen, Temperaturbeanspruchungen sowie der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung. Parameter, die den Ausgang des Ermüdungsnachweises beeinflussen, sind Geometrien (Feldlänge, Querschnittsfläche, Flächenträgheitsmoment, Querschnittshöhe, Widerstandsmoment, Spannstahllage), Materialparameter (E-Modul) sowie das Spannstahlsystem. Die mathematischen Beschreibungen der Einflüsse werden in den Kapiteln 2.2.2.2 und 2.2.3.2 behandelt.

Mit Hilfe von Bestandsdaten aus Bauwerksprüfungen und -besichtigungen können Vorschädigungen berücksichtigt und der Bauwerkszustand ermittelt werden. Die Vorschädigungen werden in ein numerisches Modell des betreffenden Brückenbauwerks integriert (Arbeitspaket 1.2: Erarbeitung Modelle). Anhand des Modells werden Grenzwerte für Messwerte (Arbeitspaket 1.3: Definition Grenzwerte) festgelegt, die nicht überschritten werden dürfen. Zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit wurden die numerischen Modelle weitgehend einheitlich mit gleichen Gruppennummern für Bauabschnitte und gleichen Lastfallnummern modelliert. Dabei erfolgte eine Idealisierung als 1-Stab-System unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite. Die ermittelten Schnittgrößen und Auflagerkräfte wurden mit den Schnittgrößen aus der Bestandsstatik auf Plausibilität geprüft.

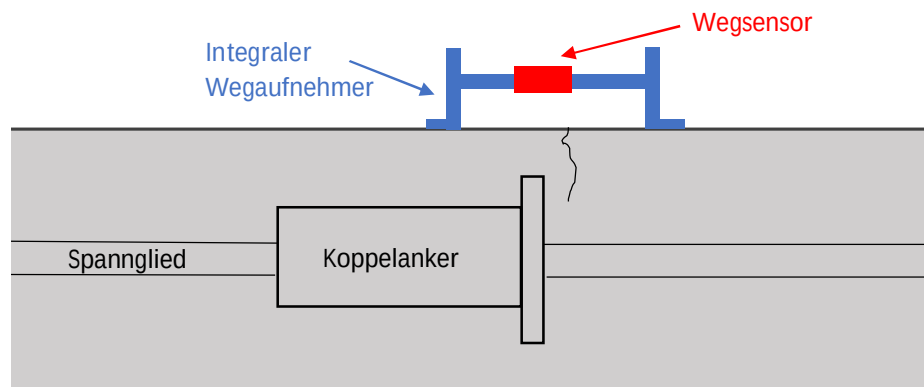
Das Risiko der akuten Ermüdungsgefahr besteht, wenn Risse den Bereich der Koppelfuge kreuzen. Die vorwiegend nicht ruhenden Verkehrsbeanspruchungen werden nicht mehr nahezu ausschließlich über den durch Vorspannung überdrückten Beton am steifen Querschnitt im ungerissenen Zustand I übertragen, was keine nennenswerten Spannungsschwingbreiten in der die Koppelfuge kreuzenden Bewehrung zur Folge hat. Stattdessen müssen die Biegezugkräfte am deutlich weniger steifen gerissenen Querschnitt (Zustand II) durch Zusatzdehnungen der Spannbewehrung aufgenommen werden sodass die Schwingbreiten kritische Werte erreichen. Abhängig davon, ob es zu einem Bruch aller vorhandenen Stäbe oder nur vereinzelter Stäbe kommt, besteht die Gefahr eines Versagens mit oder ohne Vorankündigung. Versagen nur einzelne Stähle (Versagen mit Vorankündigung), muss geprüft werden, ob die Restbewehrung eine ausreichende Beanspruchbarkeit bietet. Bei ausreichender Bewehrung kommt es infolge Mehrbelastung zu plötzlichen zusätzlichen Dehnungen. Bei einer hohen Anzahl von Stäben bzw. Spanndrähten ist es wahrscheinlicher, dass ein Versagen mit Vorankündigung eintritt. Die Ermittlung des Versagenszustands der Ermüdung erfordert also eine Wahrscheinlichkeitstheoretische Betrachtung. (SIEGERT, et al., 2015)

Gerissene Koppelfugen können nicht immer über optische Methoden, wie sie bei Brückenprüfungen eingesetzt werden, erkannt werden. Durch verfüllte Fugen oder fehlende

bzw. nicht ordnungsgemäß angebrachter Gipsmarken, kann ein Aufreißen nicht aufgenommen und dokumentiert werden. Das Berechnen der Betonrandzugspannung und eine Doppelmessung der nutzlastbedingten Wegänderung des Betons (Kurzzeitmessung) kann Klarheit schaffen. (BUSCHMEYER, et al., 2009)

Neben den optischen und handnahen Prüfungen nach (DIN 1076: 1999) können Schäden und Defizite über installierte Messsysteme detektiert werden. Mit Hilfe von Sensoren, wie z. B. induktiven Wegaufnehmern, können Rissbreitenänderungen, welche Rückschlüsse auf die Risse im Bereich der Koppelfugen zulassen, gemessen werden. Zur Bewertung der Ermüdungsfestigkeit ist die Kenntnis über das Verformungsverhalten der gerissenen Koppelfuge notwendig. Informationen über das Verformungsverhalten können durch Messungen der Dehnungsänderung des Spannstahls und der Wegänderung des Betons erlangt werden (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 1998). Zur Festlegung der notwendigen Messungen ist ein Messkonzept zu entwickeln.

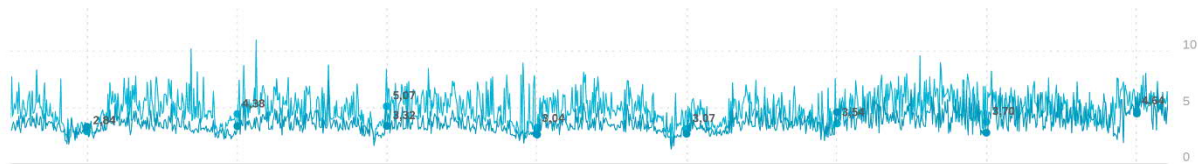
Maßgebende Einflussparameter auf die Entstehung der Schäden sind Luft- und Bauteiltemperatur sowie die Verkehrsbelastung. Temperaturmessungen dienen der Erfassung bemessungsrelevanter und real auftretender Temperaturgradienten. Für die Ermittlung aussagekräftiger Ergebnisse sind Messdauern von über einem Jahr erforderlich (SANIO, et al., 2018). Verkehrsbelastungen können aus Zähldaten oder Achslastmessungen generiert werden. Häufig müssen diese auf einen größeren Zeitraum extrapoliert werden (SANIO, et al., 2018).



BAST Abb. 2.15: Funktionsprinzip der integralen Wegmessung

2.2.3.2. Risikoidentifikation und -analyse

Die im Messkonzept festgelegten Sensoren liefern Messdaten (Wegänderungen, Beschleunigungen, Dehnungen, Temperaturen und Sonneneinstrahlung), welche im Rahmen der Risikoidentifikation und -analyse betrachtet werden. Welche Messdaten für das Cluster 1 erhoben werden, wird im AP 2.2 anhand des Messkonzeptes beschrieben. Im Folgenden wird die Auswertung der Daten am Beispiel der integralen Wegaufnehmer zur Überwachung der Rissbreiten an den Koppelfugen erläutert. Ein wesentliches Ziel der Messungen ist, festzustellen in welchen Zeiträumen die Fugen geöffnet sind und wie viele Schwerverkehrsüberfahrten zu diesem Zeitpunkt stattgefunden haben. So können die ermüdungsrelevanten Schwingspiele der Koppelfugen ermittelt werden (SPERLING; SCHMIDT, 2017).



BASSt Abb. 2.16: Messreihe zweier Wegaufnehmer (x-Achse: Zeit [Datum]; y-Achse: Rissdoppelamplitude [mm]; hellblau: Messwerte an Koppelfuge; dunkelblau: Referenzmessung)

In BASSt Abb. 2.16 sind die Rissdoppelamplituden von zwei Wegaufnehmern, die an einer der geclusterten Brücken installiert wurden, dargestellt. Die hellblaue Linie wird durch die Messung direkt über der Koppelfuge erzeugt und die dunkelblaue Linie dient als Referenzmessung eines Wegaufnehmers aus einem unmittelbar danebenliegenden ungerissenen Bereich. Die Differenz des Maximal- und Minimalwertes der gemessenen Rissbreite ergibt die Rissdoppelamplitude. Über die Rissdoppelamplitude kann die Bewegung der Rissufer infolge Verkehrsbelastung bei rein linear-elastischer Beanspruchung des Spannstahls und beidseits fester Verbundverankerung dargestellt werden. Bei gerissener Arbeitsfuge ist die Rissdoppelamplitude viel größer als im ungerissenen Zustand, da die Zugspannungen nur noch über den Spann- und Betonstahl übertragen werden (WEIHER, et al., 2015). Die Nulllage der Rissbewegung ist stark temperaturabhängig, weshalb die Temperatur stets mit betrachtet werden muss. Der, zu den in BASSt Abb. 2.16 dargestellten Rissdoppelamplituden zugehörige, vertikale Temperaturunterschied wird in BASSt Abb. 2.17 durch die gelben Werte dargestellt. Der vertikale Temperaturunterschied ergibt sich aus der Differenz der Temperatur, die in Bohrlöchern im Obergurt des Hohlkastens (dunkelblau/grün) gemessen wurde, und der Temperatur, die in Bohrlöchern im Untergurt des Hohlkastens gemessen (hellblau/grau) wurde.

Bei dem gewählten Beispiel ist in BASSt Abb. 2.16 zu erkennen, dass die Rissdoppelamplitude der Koppelfuge um ein Vielfaches höher als die der Referenzmessung ist. Die Arbeitsfuge scheint gerissen zu sein. Dies führt zu einer größeren Spannungsschwingbreite. Vergrößern sich die Risse, erhöhen sich auch die mittleren Rissdoppelamplituden für die erfassten Temperaturgradienten (WEIHER, et al., 2015).



BASSt Abb. 2.17: Temperaturmessungen (x-Achse: Zeit [Datum]; y-Achse: Temperatur [°C]; dunkelblau/grün: Messungen an der Bauteiloberseite; hellblau/grau: Messungen an der Bauteilunterseite; gelb: vertikaler Temperaturunterschied im Tragwerk)

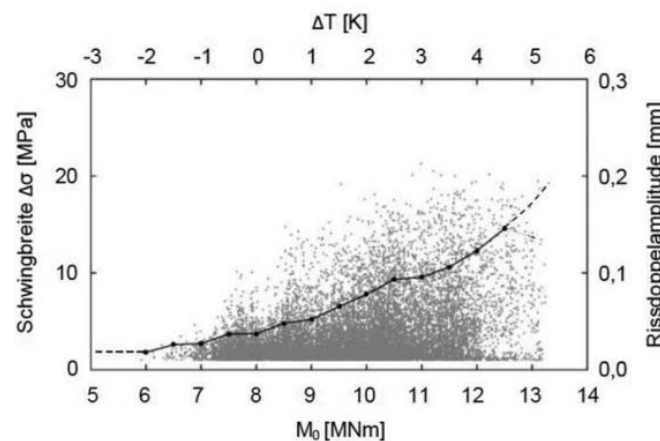
Das Grundmoment M_0 setzt sich aus dem Moment aus ständiger Belastung M_{st} und dem Moment $M_{\Delta T_v}$, welches durch den vertikalen Temperaturunterschied im Tragwerk hervorgerufen wird, zusammen (PENKA, 2003). Die genaue Ermittlung des Grundmomentes ist vom Nachweisverfahren abhängig.

$$M_0 = M_{st} + M_{\Delta T_v} \quad (2.4.)$$

Die gemittelten Rissdoppelamplituden können in Abhängigkeit von dem rechnerisch ermittelten Grundmoment in einem Diagramm dargestellt werden. In BASSt Abb. 2.18 wird ein solches Diagramm mit exemplarischen Werten abgebildet. Ein plötzlicher Anstieg der mittleren

Rissdoppelamplitude wird durch den Übergang vom ungerissenen in den gerissenen Zustand verursacht. Die rechnerisch ermittelten Schwingbreiten $\Delta\sigma_i$, die sich infolge ermüdungswirksamer Verkehrsbelastung aus der Differenz der Oberspannung σ_o und der Unterspannung σ_u ergeben, werden ebenfalls eingetragen.

Um aus den gemessenen Rissbreiten die Verkehrsbeanspruchung und somit die Spannung ermitteln zu können, ist eine Kalibrierfahrt mit einem abgewogenen Fahrzeug über das Brückenbauwerk in Verbindung mit der Messung der zum Zeitpunkt der Kalibrierfahrt einwirkenden Temperatur erforderlich. Das Histogramm der gemessenen Spannungsschwingbreiten bietet unter Berücksichtigung detaillierter Verkehrszählungen und den stochastischen Einflussgrößen der Beanspruchungen die Grundlage für Extrapolationen zu einer historischen und zukünftigen Belastungsgeschichte. Die Belastungsgeschichte eines bestimmten Bauwerks zu rekonstruieren, ist meist nur über Näherungs- und Extrapolationsverfahren möglich und somit auch eine streuende Größe (Basisvariable).



BAST Abb. 2.18: Abhängigkeit der Rissdoppelamplitude, Schwingbreite und Grundmoment (WEIHER, et al., 2015)

$$\Delta\sigma_i = \sigma_o - \sigma_u \quad (2.5.)$$

Die gemessenen Werte (z. B. Rissbreiten) sind auf Anomalien zu prüfen. Können Abweichungen von den üblichen Schwankungen festgestellt werden, ist eine Plausibilitätsprüfung durchzuführen und ein Warnsignal wird ausgegeben. Im nächsten Schritt sind Ort und Ursache eines möglichen Schadens zu ermitteln. Hierbei ist zu prüfen, ob Grenzwerte für Messwerte überschritten wurden oder die mittlere Rissdoppelamplitude sprunghaft angestiegen ist. Aus dem Grenzzustand der Tragfähigkeit kann die maximal aufnehmbare Spannung ermittelt werden und über die Kalibrierfahrt in Abhängigkeit von der Temperatur eine maximale Rissbreite als Grenzwert für die Messgröße Rissbreite festgelegt werden.

Die Vergrößerung der Risse im Bereich der Koppelfugen kann verschiedene Ursachen haben. Durch Vernachlässigung der Biegebeanspruchung, welche aus der Temperaturdifferenz durch Sonneneinstrahlung verursacht wird, kann es zu einem zu niedrigen rechnerischen Biegemoment an Stellen, an denen unter ständigen Lasten nur geringe Biegemomente auftreten, kommen. Da die Kopplungen einen größeren Querschnitt als die Spannglieder auf freier Länge haben, sind infolge Kriechen und Schwinden zusätzlich größere Spannkraftverluste im Bereich der Kopplungen zu erwarten. Auch das Fehlen von Betonstahlbewehrung oder geringe bis gar keine Haftzugfestigkeit im Bereich der Koppelfuge ermöglichen große Rissbreiten. Sind die Koppelfugen nicht ausreichend überdrückt, da sich

im Endzustand ein Großteil der Vorspannkraft über die Koppellelemente abstützt, ist ein Aufreißen der Fugen möglich. (ZILCH, et al., 2011)

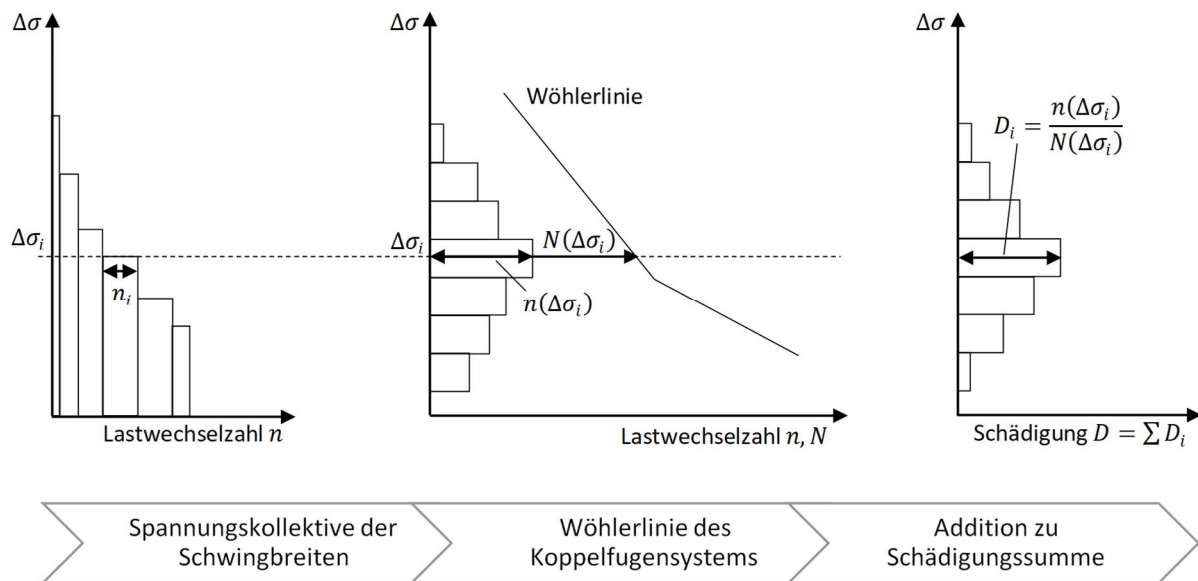
Der Schadensort befindet sich im Fall integraler Wegaufnehmer in den umliegenden Bereichen des gemessenen Risses. Kann der Schaden nicht ausreichend genau anhand der Mess- und Bestandsdaten erkannt werden, ist ggf. eine objektbezogene Schadensanalyse erforderlich, um weitere Informationen zu erhalten. Der erkannte Schaden, sowie die gemessenen Umgebungsbedingungen (Temperatur, Sonneneinstrahlung) werden in das numerische Modell integriert.

Die Wahrscheinlichkeit des Versagens beruht auf den in Kapitel 2.2.2.2 vorgestellten Unsicherheiten. Darüber hinaus treten konstruktive Streuungen des Koppelfugensystems auf. In den Zulassungen für Spannverfahren sind circa seit den 1970er Jahren Angaben über zu ertragende Spannstahlspannungsänderungen (Schwingbreiten) in Spanngliedkopplungen enthalten (BUSCHMEYER, et al., 2009). Für ältere Spannstahlsysteme können die Werte von neueren Systemen mit denselben Werkstoffeigenschaften verwendet werden. Die ertragbaren Spannungsschwingbreiten sind abhängig von der Art des Spannsystems. Einbetonierte Kopplungen haben eine deutlich geringere Ermüdungsfestigkeit als freie Kopplungen, was vor allem auf Reibkorrosion zurück zu führen ist (PENKA, 2003). Die Unsicherheiten durch Reibung, Kerbwirkung und die Auswirkungen von Umlenkstellen im Bereich der Koppelfugen können nur mit theoretischen Modellen oder durch Experimente abgeschätzt werden. Die konstruktionsbedingten Spannkraftverluste durch die Kopplungen werden durch die Berechnung prognostiziert, sind aber mit Unsicherheiten behaftet.

2.2.3.3. Risikobewertung

Bei dem Ermüdungsnachweis über die explizite Betriebsfestigkeit nach Palmgren-Miner wird davon ausgegangen, dass durch jeden Spannungswechsel eine Schädigung entsteht. Zur Ermittlung der Schädigung D_{vorh} wird die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel $N(\Delta\sigma_i)$ und vorhandenen Lastwechsel $n(\Delta\sigma_i)$ der Schwingbreite $\Delta\sigma_i$ benötigt. Die einwirkenden Schwingbreiten werden in Spannungs Kollektive eingeteilt. Die Anzahl der vorhandenen Lastwechsel der Spannungs Kollektive kann durch historische Belastungsdaten näherungsweise ermittelt werden und wird stetig durch die dauerhafte Messung erweitert. Zur Ermittlung der maximal ertragbaren Lastwechsel wird die Wöhlerlinie verwendet (BUBA, 2002). Nach der *Nachrechnungsrichtlinie*: 2011 dürfen für einbetonierte Kopplungen die Wöhlerlinien nach DIN-Fachbericht 102 verwendet werden. Für nicht einbetonierte Koppelstellen sind Angaben zur Ermüdungsfestigkeit den bauaufsichtlichen Zulassungen zu entnehmen. Die aus den Spannungswechseln resultierenden Schädigungen werden zu einer Gesamtschädigung addiert, siehe Formel 2.3. Erreicht die Gesamtschädigung den Grenzwert ($D_{\text{Grenz}} = 1$), tritt rechnerisch ein Ermüdungsbruch ein (BUBA, 2002). Das Erreichen des Grenzzustands der Ermüdung wird als Versagenszustand betrachtet und es sind unverzüglich Maßnahmen (z.B. geeignete Verstärkungsverfahren) zu ergreifen. Das Vorgehen des Betriebsfestigkeitsnachweises ist in

BASSt Abb. 2.19: schematisch dargestellt.



BAST Abb. 2.19: Schematischer Aufbau des Betriebsfestigkeitsnachweises nach Palmgren-Miner

Ist der Grenzzustand der Ermüdung noch nicht eingetreten, so kann über Extrapolation der Messwerte und Auftretenswahrscheinlichkeiten von Verkehr- und Temperaturbeanspruchung eine Vorhersage über die zukünftige Schädigung und das Eintreten des Versagensfalls getroffen werden. Die Schädigungssumme und die zugehörige Nutzungsdauer dienen als Maß für die Restnutzungsdauer (FREUNDT, et al., 2014).

Zur Ermittlung der Versagenswahrscheinlichkeit müssen die Parameter betrachtet werden, die den Grenzzustand der Ermüdung beeinflussen. Die Parameter wurden bereits im vorigen Kapitel und in Kapitel 2.2.2.2 behandelt. Die Basisvariablen bestehen im Wesentlichen aus den geometrischen Ungenauigkeiten, den Temperaturbelastungen, der Wöhlerlinie der Kopplungen, den Verkehrsbelastungen, dem Kriech- und Schwindverhalten, etwaigen Setzungen und den Materialparametern.

Über die Versagenswahrscheinlichkeit kann der Zuverlässigkeitsindex berechnet und mit dem Zielzuverlässigkeitsindex verglichen werden. Wird der Zielzuverlässigkeitsindex unterschritten, wird ein entsprechendes Warnsignal ausgegeben. An dieser Stelle sei jedoch darauf hingewiesen, dass die auf diese Weise ermittelte Zuverlässigkeit in hohem Maße von der Güte und Genauigkeit der Eingangsgrößen (Basisvariablen) abhängig ist.

Die Versagensfolgen werden anhand der in Kapitel 2.2.2.3 vorgestellten Aspekte bestimmt und müssen für die einzelnen Brückenbauwerke in der Risikoberechnung hinterlegt sein. Dabei ist eine Abstufung zur Berücksichtigung der Größe der vorhandenen Schädigung vorzunehmen. Diese ist unter anderem abhängig von den Tragreserven des Systems, der Anzahl der gerissenen Spannglieder, den erforderlichen Nutzungseinschränkungen, der Relevanz des Bauwerks im Verkehrsnetz, den Umweltfolgen und der Gefahr für das menschliche Leben und die Gesundheit.

Das Risiko wird aus dem Produkt der Versagensfolge und der Versagenswahrscheinlichkeit berechnet. Zur Visualisierung kann eine Risikomatrix erstellt werden. Entsprechend der Einstufung sind Maßnahmen zur Risikobehandlung zu ergreifen. Neben dem berechneten Risikowert kann auch die prognostizierte Restnutzungsdauer als Maß für die Einschätzung des Risikos dienen. Bei der Bewertung der Restnutzungsdauer sind die zukünftige

Verkehrswegeplanung und der für Maßnahmen erforderliche Planungs- und Durchführungszeitraum zu berücksichtigen.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit und des Zielzuverlässigkeitsindex kann automatisch aus den am Bauwerk gemessenen Werten erfolgen. Dabei sollte immer eine Plausibilitätskontrolle durchgeführt werden. Das Erreichen von kritischen Werten sollte per Alarmsignal sofort an die Verantwortlichen weitergegeben werden. Bei Verwendung der automatisiert berechneten Werte sollte immer beachtet werden, dass nur die Ereignisse berücksichtigt werden können, die auch detektiert werden. Eine Kontrolle vor Ort sollte regelmäßig erfolgen.

2.2.3.4. Risikobehandlung

Neben verkehrlichen Kompensationsmaßnahmen, siehe Kapitel 2.2.2.4, können auch bauliche Maßnahmen und Überwachungsmaßnahmen ergriffen werden. Ist die Versagenswahrscheinlichkeit hoch, das Versagen jedoch noch nicht eingetreten, können neben den bereits bestehenden Überwachungsmaßnahmen weitere Schwellwertüberwachungen vorgenommen werden.

Spannbetonüberbauten mit einem Baujahr vor 1981 und Trennrissen im Koppelfugenbereich, erhalten meist eine Schadensbewertung der Standsicherheit von $S = 3$ nach *RI-EBW-PRÜF: 2017 (RI-EBW-PRÜF Schadensbeispiele: 2021)*. Damit ist die Standsicherheit des Bauteils oder des Bauwerks beeinträchtigt und eine Schadensbeseitigung ist kurzfristig erforderlich (*RI-EBW-PRÜF: 2017*).

Eine weit verbreitete bauliche Maßnahme zur Behandlung von Schäden an Koppelfugen ist das Anbringen von externer Vorspannung. Mit Hilfe von externer Vorspannung werden durch die zusätzliche Druckkraft die Gebrauchstauglichkeit (Risse) und die Ermüdungssicherheit (u. a. im Koppelfugenbereich) verbessert. Brückenbauwerke mit Schäden an den Koppelfugen weisen häufig weitere Defizite (z. B. Biege- oder Querkrafttragfähigkeit) auf. Durch eine polygonale Spanngliedführung der externen Spanglieder werden zusätzlich die Biege- und Querkrafttragfähigkeit erhöht. (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2016)

2.2.4. Risikomanagement Cluster 2 – Orthotrope Platten

Die clusterspezifischen Besonderheiten und das Vorgehen zur Ermittlung des Risikos, welches durch Schäden in orthotropen Platten entsteht, werden in den folgenden Kapiteln erläutert. Der Begriff „orthotrop“ setzt sich aus „orthogonal-anisotrop“ zusammen, was etwas rechtwinkliges zueinander Stehendes mit unterschiedlichen Steifigkeiten beschreibt (ALBRECHT, 2012). Eine orthotrope Platte besteht aus einer Deckplatte, die durch rechtwinklig zueinanderstehende Versteifungselemente (Längssteifen, Quer- und Hauptträger) gestützt wird.

Die aktuelle Bauweise von orthotropen Platten wird seit 1970 überwiegend eingesetzt. Grund dafür waren die hohen Materialkosten und der geringe Materialverbrauch dieser Bauweise. Durch die Entwicklungen bei der Herstellung von Stahlprofilen, in der Schweißtechnik und in den Berechnungsverfahren war es möglich die Bauweise kostenoptimiert und materialsparend einzusetzen. 2002 wurden konstruktive Regeln und die Bemessung von orthotropen Platten in den DIN-Fachbericht 103 „Stahlbrücken“ – Abschnitt IV aufgenommen. Mit Einführung der Eurocodes 2010 wurde der DIN-Fachbericht 103 durch die Regelungen in der DIN EN 1993-2 ersetzt. (SEDLACEK, et al., 2011)

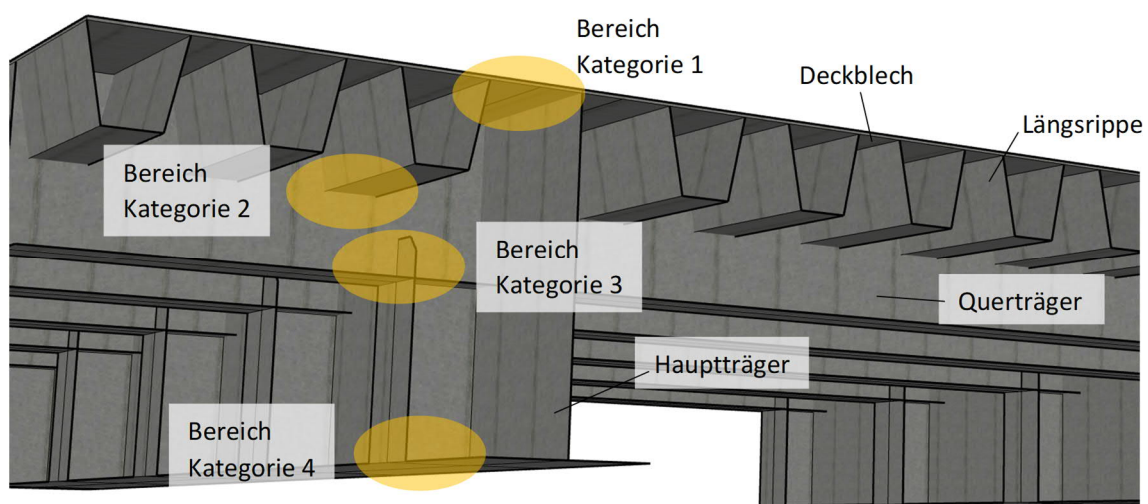
Die Ausbildung der Längsrippen (= Längssteifen) als geschlossene Steifen führt zu der Reduktion der Schweißnahtlänge und der Erhöhung der Torsionssteifigkeit der Längsrippen. In der Regel wird die Längsrippe durchgehend ausgeführt und der Querträger mit Freischnitt

ausgespart. Die Ausführung ohne Freischnitt hat in der Vergangenheit bereits zu Problemen geführt. (SEDLACEK, et al., 2011)

2.2.4.1. Anwendungsbereich und Kriterien

Die Anwendung des Risikomanagements für Cluster 2 erfordert eine Zugehörigkeit des betrachteten Brückenbauwerks in das Cluster 2 „Orthotrope Platten“. Es wurden insgesamt fünf Brücken zur Betrachtung der Schwachstellen orthotroper Platten mit Messtechnik ausgestattet.

SEDLACEK, et al., (2011) untersuchten ca. 40 Brückenbauwerke, die einen für das Bundesfernstraßennetz repräsentativen Querschnitt hinsichtlich des Haupttragsystems und verschiedene Bauweisen der orthotropen Fahrbahnplatte aufweisen. Dabei wurden Schadensformen entdeckt, die je nach Ursache und Ort in vier Hauptkategorien eingeteilt werden können, siehe BAST Abb. 2.20. Die Kategorisierung bietet einen Anhaltspunkt für die Gefährdung durch die Schwachstelle und das Schadenspotential durch Ermüdung.



BAST Abb. 2.20: Schadenskategorien der orthotropen Platten

In Kategorie 1 werden Schäden in der Verbindung vom Fahrbahnblech zu den Längsrippenstegen kategorisiert. Diese Schäden sind abhängig von der Ausführungsqualität und bauweisenunabhängig. Zusätzlich gelten Mindeststeifigkeitsregeln für die Längsrippen, was die Differenz der Durchbiegungen reduziert. Die Schweißnähte zwischen Deckblech und Rippenstegen müssen als Stumpfnähte ausgeführt werden. Durch die voraussichtlich zunehmende Verkehrsbelastung treten Schäden der Kategorie 1 in Zukunft auch in Deutschland häufiger auf. Im Bereich der Schwerlastverkehrsspur gibt es eine Konzentration dieser Schadensart. Schadensort und Verkehrsbeanspruchung weisen also einen Zusammenhang auf. (SEDLACEK, et al., 2011)

Schäden im Längssystem mit Bezug zu einem bestimmten Detail oder einer Bauart werden der Kategorie 2 zugeordnet. Darunter zählen insbesondere Risse in den Querträgerstegen bei der Ausführung mit offenen Steifen, Risse in der Schweißnaht zwischen eingepassten Längsrippen und Querträgerstegen und Risse in den Fensterstößen der Längsrippen. In Deutschland sind dabei lokale Qualitätsmängel bei orthotropen Platten der standardisierten Bauart, Mängel der Detailgestaltung und Ausführung der Platte mit Sektkelchprofilen und Schäden an Anschlüssen zwischen Längsrippen und den Querträgern eingepassten Längsrippen weit verbreitet. Die Schwachstellen sind abhängig von der Ausführungsqualität und weisen keinen Zusammenhang zwischen dem Schadensort innerhalb der Verkehrsfläche und der Lasteinleitung des Fahrstreifens auf. (SEDLACEK, et al., 2011)

Zur Kategorie 3 gehören Schäden im Quersystem und den Anschlüssen ans Haupttragsystem. Das übliche Schadensbild sind Risse infolge Materialermüdung, überwiegend im Bereich geschweißter oder geschraubter Anschlüsse. Im Verbindungsbereich entstehen Spannungskonzentrationen durch Kraftumlenkungen, Lasteinleitungen, Unstetigkeitsstellen, Eigenspannungen und sonstige Kerbwirkungen (UNGERMANN, et al., 2016). In Kategorie 4 werden Schäden im Haupttragsystem eingeordnet (UNGERMANN, et al., 2016).

Vier der fünf instrumentierten Brücken werden nur auf Schäden der Kategorien 1 und 2 untersucht. Lediglich eine Verbundbrücke mit Trägerrost wird mit Messtechnik zur Überwachung der Schadenskategorie 3 ausgestattet. Da die Kategorie 4 im Projekt BrAssMan nicht untersucht wird, liegt der Schwerpunkt des Risikomanagementkonzeptes auf den Kategorien 1, 2 und 3.

Neben Mängeln in der Ausführungsqualität, erhöhten Verkehrsbelastungen, ungenügender Ausbildung von Detailpunkten und der ungenauen statischen Modellierung von Knotenpunkten gibt es weitere Schadensursachen. Eine Möglichkeit Schäden bereits in der Planung zu vermeiden, ist die Ausbildung der Längsrippen als Trapezprofile. Die Trapezhohlsteifen haben gegenüber den Sektkelchprofilen, auch Y-Profile genannt (KUHLMANN; HUBMANN, 2016), den Vorteil, dass sie an den Kreuzungspunkten mit den Querträgern ungeschwächt durchlaufen (HEMMERT-HALSWICK, 2004) und Schäden an dem Kreuzungspunkt vermieden werden. Schäden können auch infolge der Erneuerung des Brückenbelags verursacht werden. Beim Abfräsen des alten Belags sowie beim Verdichten von Walzasphalt werden dynamische Belastungen in die Konstruktion eingeleitet. Zusätzlich führen thermische Belastungen durch den Einbau des neuen Belags zu einer hohen Beanspruchung der Konstruktion (FRIEDRICH, et al., 2020). Die Anzahl der entdeckten Schäden der Kategorie 2 steigen unmittelbar nach dem Austausch des gesamten Fahrbahnbelags. Grund dafür scheint eine unzureichende Nahtqualität in Kombination mit den hohen Temperaturbeanspruchungen zu sein (SEDLACEK; PASCHEN, 2012).

Der maßgebende Versagenszustand, der für die orthotrope Fahrbahnplatte untersucht wird, ist der Grenzzustand der Ermüdung. Neben dem Grenzzustand der Tragfähigkeit ist der Nachweis der Ermüdungssicherheit bei bestimmten konstruktiven Ausbildungen aufgrund der hohen Verkehrsbelastung maßgebend (SEDLACEK, et al., 2011). Insbesondere die Schweißnähte orthotroper Fahrbahnplatten sind im Hinblick auf Ermüdungsrisse gefährdet. Die Gefahr des Ermüdungsversagens steigt mit Zunahme und Ausbreitung der Mikrorisse, die durch wiederkehrende Belastungen verursacht werden. Die im Rahmen von BrAssMan angebrachten DMS überprüfen Ermüdungsrisse der Schadenskategorien 1,2 und 3 in den mit Messtechnik ausgestatteten Bereichen. Aus den ermittelten Schäden können Versagenswahrscheinlichkeiten abgeleitet werden, die unter Berücksichtigung der Versagensfolge auf das Risiko schließen lassen. An dieser Stelle sei angemerkt, dass sich die Messstellen nicht zwangsläufig an den für Ermüdung maßgebenden Querschnitten befinden und die Versagenswahrscheinlichkeiten nur lokal gelten.

Die Ermüdungsfestigkeit von Stahlkonstruktionen ist neben der Belastungsgeschichte, den Materialeigenschaften, der Spannungsart, dem Spannungsverhältnis und der Schwingbreite von der Kerbwirkung der Konstruktion abhängig (LOHSE, et al., 2020). Durch Kerben werden die Strömungslinien des Kraftflusses abgelenkt. Je stärker, diese Strömungslinien an der Fehlstelle abgelenkt werden, desto größer ist die Kerbwirkung. Bei statischer Belastung können die am Kerbgrund entstehenden Spannungsspitzen durch Fließen des Stahls abgebaut werden. Wiederholte Belastungen insbesondere mit Lastumkehr führen bei hohen Spannungen zu einem Anriss mit erhöhter Kerbwirkung. Durch den Rissfortschritt kommt es schließlich zu einem Gewaltbruch (LOHSE, et al., 2020). Mittels einer sorgfältigen

Detailausbildung und -ausführung kann die Kerbwirkung minimiert und die Nutzungsdauer gesteigert werden (PETERSEN, 2013).

Der Nachweis der Ermüdungssicherheit kann nach DIN EN 1993-1-9: 2010 mittels Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner erfolgen. Der Vorteil dieser Methode ist, dass die maximal aufnehmbare Anzahl der Lastwechsel N_{Ri} einer Spannungsschwingbreite $\Delta\sigma_i$ mit der vorhandenen Lastwechselzahl n_{Ei} derselben Spannungsschwingbreite verglichen werden kann und so eine Aussage über die Restnutzungsdauer möglich ist. Die Schädigung D_d darf den Grenzwert von 1,0 nicht überschreiten.

$$D_d = \sum_i^n \frac{n_{Ei}}{N_{Ri}} \quad (2.6.)$$

Durch Auswertung der Bestandsdaten der Bauwerke und unter Berücksichtigung des betrachteten Grenzzustands kann ein numerisches Modell für das betrachtete Bauwerk erstellt werden. Mit Hilfe eines kalibrierten Modells kann die tatsächliche Bauwerksreaktion bei gegebener Einwirkung abgebildet werden. Durch eine Analyse des kalibrierten numerischen Modells können für den Grenzzustand Grenzwerte für die Messwerte festgelegt werden.

Ein wesentlicher Bestandteil des Monitoringkonzeptes für das Cluster 2 sind Dehnungsmessstreifen (DMS). Über die gemessenen Dehnungen lassen sich sowohl Aussagen über die Verkehrseinwirkungen als auch über die Bauwerksreaktion treffen. Durch Hinzuziehen eines numerischen Modells können die Spannungszustände im Bereich der Anschlüsse erfasst und somit eine Belastungshistorie für den betrachteten Zeitraum erstellt werden. Weiter lassen sich über die gemessenen Dehnungen Überfahrten von (schweren) Fahrzeugen aufzeichnen (PASCHEN, et al., 2017). Dies ist eine Möglichkeit um Achslasten erfassen und so die Verkehrseinwirkungen ermitteln zu können.

Durch Auswertung der gesammelten Daten der Dehnungsmessungen können mit Hilfe des numerischen Modells 3D-Spannungszustände und Strukturspannungen an den Schweißnahtkerben der orthotropen Platte erfasst werden. Des Weiteren kann nach Kalibrierung der Messsysteme durch Belastung eines verwogenen Fahrzeugs ein Zusammenhang zwischen Belastung und Beanspruchung mittels Dehnungsmessungen hergestellt werden.

Die Erfassung von Schadensereignissen der Kategorie 2, wie Rissentstehung oder Risswachstum, kann am Querträger mittels Schallemission erfolgen. Das gesamte Messkonzept des Clusters 2 kann dem AP 2.2 entnommen werden.

2.2.4.2. Risikoidentifikation und -analyse

Durch die Auswertung der Messdaten können Schäden der orthotropen Fahrbahnplatten erkannt werden. Insbesondere die Schallemissionsmessungen und die Dehnungsmessstreifen liefern Daten zur Schadensanalyse. Werden bei der Schadensanalyse Schädigungen festgestellt, werden diese in das numerische Modell übertragen.

Die Entstehung von Rissen führt zu einem Schallemissionsereignis. Die ausgelöste Schallwelle wird in Echtzeit durch Sensoren aufgenommen und verstärkt. Dabei werden die Ankunftszeit der ersten Schwellwertüberschreitung, die Maximalamplitude, die Anstiegszeit der Amplitude, die Signaldauer, die Anzahl der Überschreitungen der Schwelle, die Energie sowie der Effektivwert des kontinuierlichen Hintergrundgeräuschs erfasst (VALLEN SYSTEME GMBH,). Die Überschreitung eines definierten Schwellwerts des Schallemissionsereignisses wird als Anomalie erkannt und es ist eine Schädigung zu erwarten. Durch die Auswertung der gemessenen Daten kann der Schaden geortet werden und ggf. mit Hilfe des numerischen Modells oder einer handnahen Prüfung die Ursache identifiziert werden.

Mit Hilfe der Dehnungsmessstreifen werden Dehnungen im Bereich des Deckbleches und der Querträger gemessen. Die über das numerische Modell ermittelten Spannungen können mit festgelegten Grenzspannungen verglichen werden. Die Grenzspannungen können anhand einer Analyse des numerischen Modells oder Voruntersuchungen zu Vorschädigungen durch Ermüdung festgelegt werden. Bei Überschreiten der Grenzwerte wird ein Warnsignal ausgelöst. Es ist dabei zu berücksichtigen, dass nur Schäden an den Stellen, die mit Sensoren ausgestattet sind, gemeldet werden können. Um die daraus resultierenden Unsicherheiten zu verringern sollte die Position der Sensoren im Vorfeld sorgfältig ausgewählt und gegebenenfalls über die Nutzungsdauer angepasst werden. Hierfür sind regelmäßige Kontrollen vor Ort erforderlich. Die Auswertung der Spannungsschwingbreiten erfolgt bei Berechnung des Grenzzustands der Ermüdung und der Versagenswahrscheinlichkeit, siehe nachfolgendes Kapitel.

Die betrachtete Versagenswahrscheinlichkeit ist abhängig von den für den Grenzzustand der Ermüdung relevanten Auftretenswahrscheinlichkeiten der Einwirkungen und Streuungen der Widerstandsgrößen. Die allgemein für alle Cluster gültigen Verteilungen wurden in Kapitel 2.2.2.2 betrachtet. Neben diesen Variablen hängt die Versagenswahrscheinlichkeit von der Ausbildung der orthotropen Platte ab. Dabei wurden in der Vergangenheit die Querträger, Längssteifen, der Kreuzungspunkt zwischen Längsrippe und Querträgersteg, die Schweißnaht zwischen Längsrippe und Deckblech sowie das Deckblech als ermüdungsrelevant betrachtet und weiterentwickelt (FRIEDRICH, 2013). Im Folgenden werden die Einflüsse auf die Schäden der Kategorien 1, 2 und 3 näher untersucht.

Zu den Schäden der Kategorie 1 gehören Schäden im Deckblech und an seinen Anschlüssen. Der Schadensort steht in einem unmittelbaren Zusammenhang zu dem Belastungsort. Die Schäden sind unabhängig von der Bauart, jedoch abhängig von der Ausführungsqualität (SEDLACEK, et al., 2011). Mögliche Schadensursachen für Risse in der Schweißnaht sind eine unzureichende Nahtqualität in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe (SEDLACEK; PASCHEN, 2012) oder ein schwacher Verbund von Deckblech und Fahrbahnbelag (SEDLACEK; PASCHEN, 2008). Deckblechrisse haben ihre Ursache in wechselnden Krümmungsänderungen des Bleches in Verbindung mit scharfen Kerben. Dabei haben die Deckblechdicke und die Belagsdicke Auswirkungen auf die Schäden (SEDLACEK; PASCHEN, 2008).

Schäden der Kategorie 2 sind abhängig von der Bauart und der Ausführungsqualität und weisen keinen Zusammenhang zwischen Ort der Lasteinleitung und dem Schaden auf (SEDLACEK, et al., 2011). In KUHLMANN; HUBMANN, (2016) werden typische Ermüdungsdetails nach dem Profil der Längssteifen unterschieden. Trapezprofile werden häufig in den Kreuzungspunkten mit den Querträgern ohne Schwächung durchlaufend ausgebildet. Bei Sektkelchprofile dagegen wird nur der Untergurt des Profils durchlaufend ausgebildet. Diese starre Ausbildung des Kreuzungspunktes führt zu örtlicher Überbeanspruchung. Im Hinblick auf diesen Kreuzungspunkt kann die Bauart mit Trapezhohlsteifen als ausgereift betrachtet werden (HEMMERT-HALSWICK, 2004). Ein weiterer Vorteil des Trapezprofils ist die geringere erforderliche Schweißnahtlänge (KUHLMANN; HUBMANN, 2016). Einen wesentlichen Einfluss auf die Versagenswahrscheinlichkeit hat also die Ausbildung der Längsprofile und der Knotenpunkte.

Wesentliche Ursachen für Schäden der Kategorie 3 sind Überbeanspruchung, ermüdungsanfällige Konstruktionen, mangelnde Ausführungsqualität sowie Modellierungsfehler bei den Berechnungen. Typischerweise treten die Schäden in den Rahmenecken der Quersysteme ohne Verbände, den Detailpunkten mit Knotenblechen für Querverbände und an Strebenanschlüssen auf. Die Steifigkeitsverteilungen im Tragsystem

bestimmen die Spannungsverläufe und haben den größten Einfluss auf die Entstehung der Schäden. (UNGERMANN, et al., 2016)

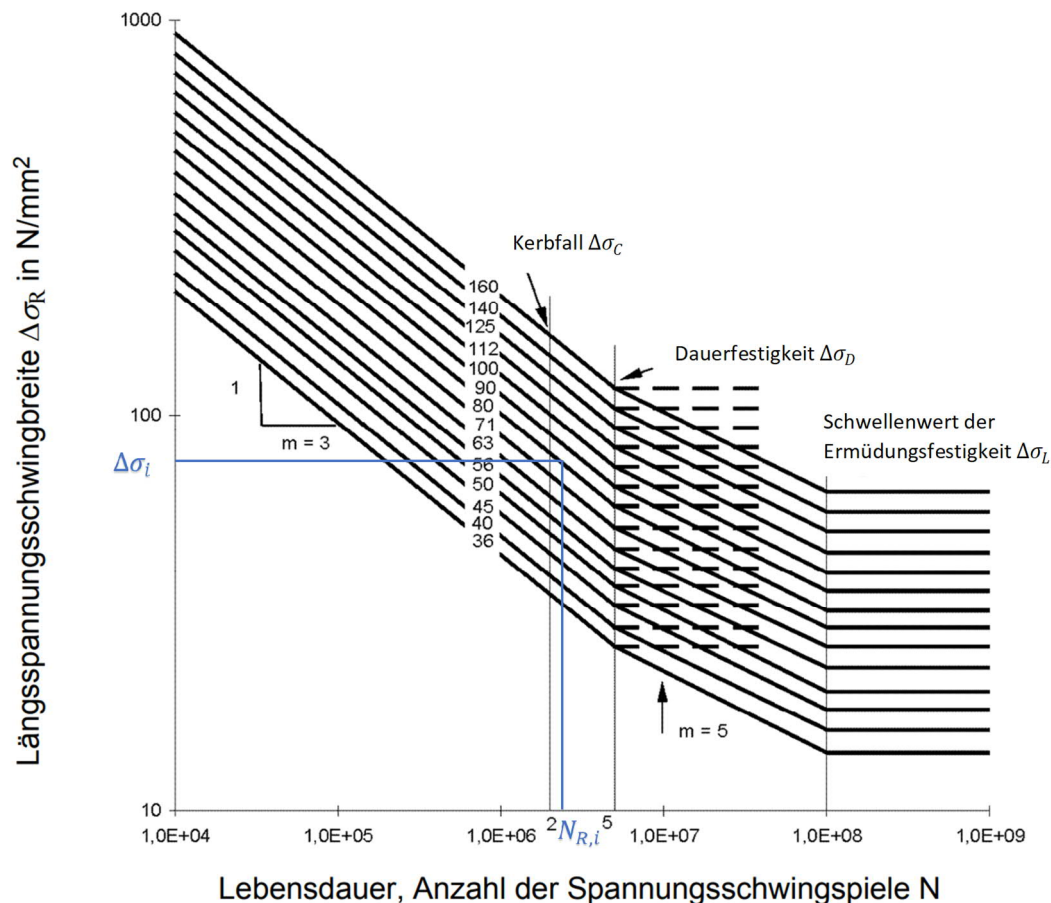
Die Einflussfaktoren der Schadenskategorien sowie allgemein übertragbare Unsicherheiten müssen bei der Bewertung des Risikos für mögliche Ermüdungsschäden berücksichtigt werden. Die Konstruktion muss im Vorhinein bekannt sein und es müssen stochastische Modelle, zur Berücksichtigung der streuenden Größen ausgewertet werden. Vorschädigungen der Konstruktion sind ebenfalls in die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit mit einzubeziehen. Durch die Erfassung der Rissentstehung am Bauwerk sowie die Ermittlung des 3D-Spannungszustands aus den gemessenen Dehnungen kann das Risiko stets mit aktuellen Kennwerten berechnet werden.

2.2.4.3. Risikobewertung

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit erfolgt über den Grenzzustand der Ermüdung. Über die Formel 2.5 können die einwirkenden Schwingbreiten aus den maximalen und minimalen Spannungen berechnet werden. Je nach Ermüdungsdetail sind die Anzahl der einwirkenden Spannungsschwingbreiten für die Normal- ($\Delta\sigma_E$) und/oder Schubspannungen ($\Delta\tau_E$) zu ermitteln und mit der Anzahl der Schwingspiele, die sich aus den Wöhlerlinien der Ermüdungsfestigkeiten ($\Delta\sigma_C$ und/oder $\Delta\tau_C$) des entsprechenden Kerbfalls ermitteln lassen, zu vergleichen.

Die Ausbildung der Konstruktionsdetails hat auf die Ermüdungsfestigkeit einen großen Einfluss. Dieser Einfluss wird über Kerbfälle bei der Ermittlung der maximal ertragbaren Anzahl von Spannungswechseln berücksichtigt. Die Kerbfälle für die Anschlussdetails von orthotropen Platten können den Tabellen 8.8 und 8.9 der DIN EN 1993-1-9: 2010 entnommen werden. Zum Beispiel kann ein Konstruktionsdetail der Schadenskategorie 2 mit durchgehender Längsrippe und Ausschnitt im Querträger bei einer Stegdicke des Querträgers von 10 mm dem Kerbfall 80 zugeordnet werden (DIN EN 1993-1-9: 2010). Für jede Brücke sind bei Erstellung der Risikoanalyse die entsprechenden Kerbfälle zu wählen und mit den an der entsprechenden Stelle vorhandenen Dehnmessstreifen zu verknüpfen, sodass eine automatische Berechnung der maximal ertragbaren Schwingbreiten in Echtzeit erfolgen kann.

Über die Ermüdungsfestigkeitskurve (siehe) des Kerbfalls 80 kann bei bekannter einwirkender Schwingbreite (z. B. $\Delta\sigma_i = 75 \text{ N/mm}^2$) die maximal ertragbare Anzahl Lastspiele (für das Beispiel: $N_{R,i} = 2.427.259$) ermittelt werden. In BAST Abb. 2.21 ist dies mit einer blauen Linie dargestellt.



BAST Abb. 2.21: Ermüdungsfestigkeitskurve für Längsspannungsschwingbreiten mit Beispiel (DIN EN 1993-1-9: 2010)

Die Ermüdungsfestigkeitskurve, auch Wöhlerlinie genannt, wurde aus in Versuchen gemessenen Werten erstellt. Einen markanten Punkt in dem Diagramm stellt der Schwellenwert der Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_L$ dar. Bei einer Anzahl der Spannungsspiele größer als $N_L = 1 \cdot 10^8$ tragen die Einwirkungen bei einer Längsschwingbreite von $\Delta\sigma_L$ nicht mehr zur Ermüdungsschädigung bei. Die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_D$ ist bei einer Grenzlastwechselzahl von $N_D = 5 \cdot 10^6$ erreicht. Unterhalb der Dauerfestigkeit tritt bei konstanten Schwingbreiten kein Ermüdungsschaden auf. Liegen bei variablen Spannungsschwingbreiten alle Spannungsschwingbreiten unterhalb dieser Grenze tritt ebenfalls kein Ermüdungsbruch auf (DIN EN 1993-1-9: 2010). $\Delta\sigma_C$ wird als Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit bezeichnet und kennzeichnet eine konstante Schwingbreite für einen bestimmten Kerbfall.

Zur Ermittlung der vorhandenen Schädigung ist die Kenntnis über die bereits erfahrene Anzahl der einwirkenden Spannungsschwingbreiten notwendig. Die im Rahmen von BrAssMan durchgeführten Untersuchungen ergaben, dass nur über Achslastmessungen genügend Informationen über die maßgebenden Fahrzeuge und aktuellen Verkehrsflüsse verfügbar sind, um die charakteristischen Verkehrseinwirkungen zu bestimmen. Achslastmessstellen sind jedoch nur in geringer Zahl im Bundesfernstraßennetz vorhanden. Eine Methode die Achslasten indirekt erfassen zu können, ist die Auswertung der Bauteilreaktionen mit Hilfe von Sensoren (z. B. DMS). Für den Messzeitraum kann die Anzahl der Schwingbreiten über die Messwerte generiert werden. Mit Hilfe von historischen Verkehrszählraten können die vergangenen Lastwechsel abgeschätzt werden. Die Auftretenshäufigkeit zukünftiger Lastwechsel kann über Prognosemodelle näherungsweise ermittelt werden. Allerdings sind Prognosen der Zukunft und Abschätzungen der Vergangenheit mit großen Unsicherheiten behaftet.

Mit Hilfe der Formel 2.6 kann die Schädigung für den Grenzzustand der Ermüdung berechnet werden. Bei einer Schadenssumme von größer als 1,0 ist das Ermüdungsversagen rechnerisch eingetreten. Die Versagenswahrscheinlichkeit kann mit Hilfe der gemessenen, der abgeschätzten vergangenen und der prognostizierten Werte ermittelt werden. Dabei sind die maßgebenden Basisvariablen die Verkehrsbelastungen, die Materialeigenschaften, die Ausführungsqualität des Konstruktionsdetails und die Temperaturbelastungen.

Aus der Versagenswahrscheinlichkeit kann der Zuverlässigkeitsindex berechnet und stets mit Eintreffen der neuen Bauwerksmessungen aktualisiert werden. Unterschreitet der Zuverlässigkeitsindex den Zielzuverlässigkeitsindex, werden die für das Bauwerk verantwortlichen Personen benachrichtigt. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass der Zuverlässigkeitsindex durch die getroffenen Annahmen (z.B. Messstelle, historische Verkehrseinwirkung) mit Unsicherheiten behaftet ist.

Die Versagensfolge wird anhand der in Kapitel 2.2.2.3 beschriebenen Auswirkungen (Folgen für das menschliche Leben und Gesundheit, ökonomische Folgen, Folgen für die Umwelt und unersetzbare Kulturgüter) bewertet. Die Versagensfolgen und ihre Kosten sollten im Vorfeld im Risikomanagementsystem hinterlegt werden.

Aus den Versagensfolgen und der Versagenswahrscheinlichkeit wird das Risiko, welches durch den Schaden entstanden ist, ermittelt und bewertet. Sind Versagensfolgen und Versagenswahrscheinlichkeit gering wird das Risiko als tolerierbar eingestuft. Bei einer hohen oder bereits eingetretenen Versagenswahrscheinlichkeit und/oder einer hohen Versagensfolge ist das Risiko inakzeptabel und ein Warnsignal wird ausgegeben. In diesem Fall ist eine Risikobehandlung erforderlich.

2.2.4.4. Risikobehandlung

Die Risikobehandlung kann durch bauliche, verkehrliche oder Überwachungsmaßnahmen erfolgen. Verkehrliche Maßnahmen und verschiedene Möglichkeiten der Überwachung wurden in Kapitel 2.2.2.4 beschrieben.

Zu den baulichen Maßnahmen zur Wiederherstellung eines tragfähigen Bauwerkszustands zählt die Beseitigung von Ermüdungsrissen. Dabei wird zunächst der Rissfortschritt, z. B. durch Anbohren der Risspitze, beendet und die Rissursache, z.B. durch Verstärkung des schwachen Querschnitts und Schweißen des geschädigten Bereiches, behoben (HEMMERT-HALSWICK, 2004).

Verstärkungsmaßnahmen für Schäden der Kategorie 1 lassen sich in direkte Deckblechverstärkungen und Effizienzsteigerungen des Fahrbahnbelags, durch Verbesserung der Verbundwirkung, einteilen (FRIEDRICH, 2012). Durch Senken der lokalen Spannungen und Verformungen kann der Ermüdungswiderstand erhöht werden. Dafür sind das Aufkleben von Zusatzblechen (FRIEDRICH, 2023), der Einbau von hochfestem bewehrten Stahlfaserbeton und das Aufbringen einer Elastomersandwichstruktur mit zusätzlichem Deckblech (Sandwich Plate System (SPS)) effektive Verfahren (FRIEDRICH, 2012).

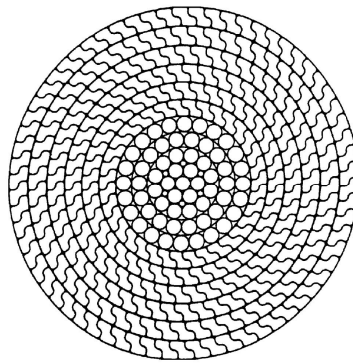
Schäden der Kategorie 2 im Bereich des Knotenpunktes zwischen Längs- und Querträger können durch Freischneiden zu größeren Öffnungen für die Durchdringungen und ggf. abschnittsweisem Ersetzen von Sektkelchprofilen durch Trapezhohlsteifen behoben werden (HEMMERT-HALSWICK, 2004). Die Ertüchtigung von Schäden der Schadenskategorie 2 erfolgt in aller Regel objektspezifisch (FRIEDRICH, 2013). Eine Möglichkeit ist die Verstärkung des Anschlusses der Längssteifen (Sektkelchprofile) an den Querträger mit Seitenwinkeln. Dabei erfolgt die Befestigung im geschlossenen Teil der Y-Profile mit Blindnieten (KUHLMANN; HUBMANN, 2016).

Maßnahmen zur Risikobehandlung auf der Widerstandsseite der Schadenskategorie 3 können beispielsweise zusätzliche Verbände, Rahmenaussteifungen, lokale Verstärkungen oder Reduzierung von Kerbwirkungen sein. Durch Änderungen im Aussteifungssystem kann eine Umlagerung im Tragwerk und eine Reduzierung der Spannungen in kritischen Detailpunkten erreicht werden. Auf der Einwirkungsseite können durch Verlegung von Fahrstreifen, Abstandsgebote, Überholverbote, Lastbeschränkungen oder Tempolimits kritische Beanspruchungen deutlich reduziert werden. (UNGERMANN, et al., 2016)

2.2.5. Risikomanagement Cluster 3 – Hänger und Seile

Das entwickelte Risikomanagement kann auch auf das Cluster Hänger und Seile übertragen werden. Die Besonderheiten, der maßgebende Grenzzustand, die Einflussfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit sowie die baulichen Maßnahmen zur Risikominimierung werden im Folgenden erläutert.

Allgemein können Hänger von Hänge- oder Bogenbrücken als vollverschlossene Seile, Paralleldrahtbündel, Litzenbündel oder Rundstähle ausgebildet werden. Je nach Art werden sie mit Augenstäben oder Kabelschellen am Bogen oder über Umlenkungen am Tragseil befestigt. (PASCHEN, et al., 2020, SAUL, 2012, BAGAYOKO, et al., 2018)



BASSt Abb. 2.22: Querschnitt eines vollverschlossenen Seils (TL/TP-ING: 2022)

Für den Bau von Schrägseilbrücken, Hängebrücken, unterspannten Balkenbrücken und Hängerseilen bei Bogenbrücken werden in Deutschland überwiegend vollverschlossene Seile eingesetzt (PASCHEN, et al., 2020). Vollverschlossene Seile bestehen aus Runddrähten, die von mindestens zwei Lagen Z-Profildrähten umhüllt werden, siehe BASSt Abb. 2.22, (ZTV-ING: 2022). Für die zwischen 1960 und 1980 errichteten Schrägseilbrücken wurden in Deutschland ausschließlich unverzinkte vollverschlossene Spiralseile verwendet (HAMME, 2012). Im Jahre 1886 wurde ein Patent für die vollverschlossenen Seile angemeldet. Seitdem wurden und werden die Seile weiterentwickelt. Inzwischen werden auch Litzenbündelseile in Deutschland eingesetzt. Litzenbündelseile bestehen aus parallelen Schrägseillitzen mit Verrohrung (ZTV-ING: 2022). Die erste Brücke mit diesen Seilen wurde 2007 in Betrieb genommen (HAMME, 2012). Da es sich im Cluster 3 um ältere Brückenbauwerke handelt, werden Litzenbündelseile nicht weiter betrachtet. Bei einigen Bogenbrücken des Clusters wurden die Hänger als Rundstähle ausgebildet. Diese Bauweise wird im Rahmen des Risikomanagements zusätzlich zu den vollverschlossenen Seilen näher untersucht.

2.2.5.1. Anwendungsbereich und Kriterien

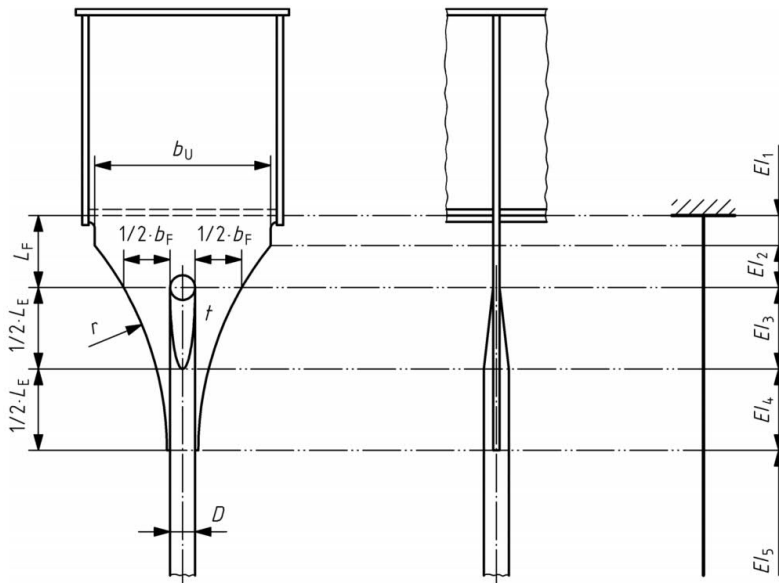
Über die Bauwerksclusterung werden Bauwerke mit ähnlichen Eigenschaften zusammengefasst. So kann das Risiko, welches von dem betrachteten Bauteil ausgeht, innerhalb des Clusters einheitlich ermittelt werden. Die Seile der Brücken des Clusters 3 sind als vollverschlossene Seile ausgebildet worden. Die Hänger bestehen teilweise aus

Rundstäben und teilweise ebenfalls aus vollverschlossenen Seilen. Im Folgenden werden nur diese Bauweisen betrachtet.

Vollverschlossene Seile können durch eine weitgehend geschlossene Oberfläche und durch die Kombination einer Feuerverzinkung der Drähte, Seilverfüllmittel und äußerem Korrosionsschutz vor Korrosion geschützt werden. Die Schutzdauer der Korrosionsschutzsysteme beträgt mindestens 25 Jahre. Durch Korrosionsschäden, Ermüdungsschäden, die durch Korrosionsschäden beschleunigt wurden, sowie durch Drahtbrüche oder andere mechanische Verletzungen kann die Dauerhaftigkeit von vollverschlossenen Seilen beeinträchtigt werden (PASCHEN, et al., 2020). Für die Verankerung der vollverschlossenen Seile wird das Seilende zu einem Seilbesen aufgefächert und in einer Vergusshülle mit Metall- oder Kunstharz vergossen. Werden vollverschlossene Seile durch wirbelerregende Schwingungen, Regen-Wind-induzierte Schwingungen oder durch Fußpunkt-induzierte Schwingungen angeregt, können je nach Häufigkeit und Intensität der Doppelschwingungsamplituden Drahtbrüche auftreten. Mit Hilfe von Maßnahmen, wie Schwingungsdämpfern oder Seilkopplungen können diese Schwingungen vermieden werden. (FRIEDRICH; HAMME.2021)

Hänger aus vollverschlossenen Seilen können beispielsweise bei Hängebrücken mit Umlenkkonstruktionen um das Tragkabel gelenkt werden, sodass der Hänger aus der doppelten Seilstärke besteht (PASCHEN, et al., 2020). Mit Hilfe von einem Ausgleichselement oder einer Schraubverbindung, die mit einer Bolzenverbindung an ein Knotenblech angeschlossen wurden, können Seile auch über geschweißte Verbindungen an andere Tragelemente angeschlossen werden (BAGAYOKO, et al., 2018).

Hänger aus Rundstählen können mit geschweißten oder geschmiedeten Anschlussblechen an der Fahrbahnplatte oder dem Versteifungsträger befestigt werden. Die erste Beobachtung von Ermüdungsanrissen an geschweißten Anschlussblechen infolge Regen-Wind-induzierter Schwingungen wurde an der Elbebrücke Dömitz gemacht. Durch ein Regenrinnal entlang des Hängers wurden starke Schwingungen des Hängers verursacht, die in den Schweißnähten des Anschlusses zu Rissen führten (MEHLHORN; CURBACH, 2014). Die Berechnung der durch Regen und Wind verursachten Schwingungen ist zuverlässig nicht möglich, daher werden Hängeranschlüsse ermüdungsgerecht ausgebildet, siehe BAST Abb. 2.23. DIN EN 1993-2/NA: 2014 (2014) gibt im Anhang NA.F Empfehlungen, welche Geometrien dabei eingehalten werden sollten, sodass ein günstiger Kerbfall und ein abgemindertes Biegemoment am Knotenblechende entstehen. Weitere Ursachen für das Entstehen von ermüdungswirksamen Doppelspannungsamplituden sind wechselnde Verkehrsbelastungen und wirbelerregte Querschwingungen (BAGAYOKO, et al., 2018). Je nach Häufigkeit und Intensität führen diese insbesondere in den Anschlussbereichen zu Rissen.



BAST Abb. 2.23: Anschluss von Rundstahlhängern bei geschweißter Ausführung (DIN EN 1993-2/NA: 2014)

Die maßgebenden Grenzzustände für Hänger und Seile sind der Grenzzustand der Ermüdung und der Grenzzustand der Tragfähigkeit jeweils unter Berücksichtigung des Korrosionsfortschritts. Die erforderlichen Nachweise und Grenzwerte sind abhängig von der Ausbildung der Seile und Hänger sowie der Ausführung der Anschlüsse. Je nach Form der Seile und Hänger treten verschiedene schwingungsverursachende Phänomene auf. Die Bemessungsgrundlage für die erforderlichen Nachweise liefert Anhang NA.F der DIN EN 1993-2/NA: 2014 sowie (DIN EN 1993-1-11: 2010).

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit kann durch die fortschreitende Korrosion auch zu einem späteren Zeitpunkt bei gleicher Belastung erreicht werden. Durch Korrosion wird der Seilquerschnitt geschwächt, wodurch die Beanspruchbarkeit des Seiles sinkt und ein Versagen wahrscheinlicher wird.

Das Ermüdungsversagen tritt bei Seilen üblicherweise an Verankerungen, Klemmen und Sätteln infolge der dort konzentrierten Spannungen auf. Die Kerbfälle der Anschlüsse können aus den Tabellen 8.5 und 8.6 der DIN EN 1993-1-9: 2010 entnommen werden. Der maßgebende Kerbfall der Seile kann unter Berücksichtigung der vorliegenden Situation durch Versuche bestimmt werden. Alternativ kann eine Kerbfalleinstufung für Zugglieder abhängig der Gruppe der Zugglieder nach DIN EN 1993-1-11: 2010 erfolgen. Für vollverschlossene Seile wird in der Regel auf der sicheren Seite liegend die Kerbfallgruppe $\Delta\sigma_c = 112 \text{ N/mm}^2$ angenommen. (FRIEDRICH; HAMME.2021)

Die Daten aus Bauwerksprüfungen und -besichtigung liefern die Grundlage zur Erstellung des numerischen Modells und zur Beurteilung der Vorschädigungen. Bei der sechsjährlichen Hauptprüfung wird eine handnahe visuelle Bauwerksprüfung durchgeführt. Inzwischen erfolgt dies mit Hilfe eines Hubsteigers (PASCHEN, et al., 2020). Über zerstörungsfreie Prüfungen, wie beispielsweise visuelle und magnetinduktive Prüfungen oder Eigenfrequenzmessungen, kann der Zustand der Seile festgestellt werden. Typische Schäden an den Tragseilen sind Korrosion und Drahtbrüche (RUHRBERG; SCHUMANN, 1982). Drahtbrüche können beispielsweise mittels einer elektromagnetischen Prüfung detektiert werden. Hierbei wird ein Fahrgerät mit Elektromagneten über das Seil gezogen und die gemessenen Feldstärken mit denen vorhergehender Prüfungen oder mit Nullmessungen verglichen (HEMMERT-HALSWICK, 2004). Veränderungen deuten auf Drahtbrüche hin. Der Einsatz weiterer Verfahren (z.B.

magnetinduktive Verfahren, Ultraschallprüfungen) wird zurzeit in Forschungsprojekten untersucht. Im BAST-Forschungsprojekt FE 15.0620 „Brückenseile – zerstörungsfreie Prüfverfahren“ erwies sich das magnetinduktive Verfahren bei vollverschlossenen Seilen auf freier Seillänge als gute Möglichkeit um Fehlstellen zu detektieren (DIETSCH; UMMENHOFER, 2022). Die Ergebnisse der Prüfungen werden in der Bauwerksdatenbank SIB-Bauwerke hinterlegt und im Rahmen des Risikomanagements ausgewertet. Eventuelle Vorschädigungen werden im numerischen Modell berücksichtigt.

Mit Hilfe von Kurzzeitmessungen können Annahmen geprüft werden, die für die Nachweise und das numerische Modell gewählt wurden. Dabei werden Zugglieder angeregt und ihre Beschleunigung aufgezeichnet. Aus den Daten können die Eigenfrequenzen und die amplitudenabhängige Dämpfung bestimmt werden. Durch schwere Hubsteiger, die teilweise zum Installieren der Messsysteme benötigt werden, kann das Ergebnis wesentlich beeinflusst werden. Es ist demnach darauf zu achten, dass das Trag- und Dämpfungsverhalten der Hänger während der Messungen wenig verändert wird. (BAGAYOKO, et al., 2018)

Zur Ermittlung der ermüdungsrelevanten Doppelspannungsamplituden sind Langzeitmessungen erforderlich. Um verschiedene Schwingungsphänomene (wirbelerregte Querschwingungen, Regen-Wind-induzierte Schwingungen, Galloping, verkehrs- und personeninduzierte Beanspruchungen) berücksichtigen zu können, sollten auch Windstärke, Windrichtung und Regenintensität aufgezeichnet werden. Durch messparallele Auswertungsverfahren kann die gesammelte Datenmenge der Dehnmessstreifen sowie der Wind- und Regenmesser reduziert werden. Für die Einstufung der Schwingungsanfälligkeit sind Größe und Häufigkeit der tatsächlich auftretenden Doppelspannungsamplituden, die mittels einer Schädigungshypothese bewertet werden, maßgebend. Eine längere Messdauer erhöht die Repräsentativität der Ergebnisse. Für die Auswertung der wirbelerregenden Querschwingungen sollte eine Messdauer von 3 bis 6 Monaten vorliegen und für Regen-Wind-induzierten Schwingungen sollte mindestens ein Jahr gewählt werden. (BAGAYOKO, et al., 2018)

Das im Rahmen des Projektes BrAssMan entwickelte Messkonzept kann dem AP 2.2 entnommen werden. Ziel ist es, die Normalkräfte der Hänger und Seile, den Einfluss der klimatischen Randbedingungen sowie den Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Normalkräfte der Hänger und Seile zu bestimmen. Zusätzlich sollen Veränderungen der Normalkräfte der Hänger, beispielsweise durch Rissentstehung an den Anschlusspunkten, identifiziert werden.

2.2.5.2. Risikoidentifikation und -analyse

Die Auswertung der Messdaten dient der Erkennung von Schäden. Die Beschleunigungssensoren ermitteln die Reaktion der Bauteile auf die Einwirkungen, insbesondere auf die Verkehrsbeanspruchung. Mit Hilfe des numerischen Modells können aus den gemessenen Frequenzen die Spannungszustände der Anschlüsse von Seilen und Hängern ermittelt werden. Durch die Messungen von Eigenschwingungen an vollverschlossenen Seilen kann mit Hilfe des numerischen Modells ebenfalls die Seilkraft berechnet und mit einem Sollwert verglichen werden. Die Voraussetzung für den Vergleich ist eine im Vorhinein durchgeführte Nullmessung. Eine durch Drahtbrüche verursachte Steifigkeitsänderung führt zu einer Veränderung der Eigenfrequenz (FRIEDRICH; HAMME.2021). Ein Rückschluss auf Art, Ort und Umfang eventueller Schäden ist nicht möglich. In diesem Fall ist eine objektbezogene Schadensanalyse vorzunehmen, um die Ursache feststellen zu können.

Über die an den Hängern und Seilen gemessenen Dehnungen können unter Berücksichtigung des Korrosionsfortschrittes die Normalkräfte bestimmt werden. Durch einen Vergleich der

Messwertausschläge kann ein Zusammenhang zwischen Verkehrsbelastung und Normalkräften der Hänger erfolgen. Veränderungen der Normalkräfte (bei gleicher Belastung) sind Anomalien, welche auf Risse im Bereich der Hängeranschlüsse hinweisen. Tritt eine Anomalie auf wird ein Warnsignal an den Systembetreuenden geschickt und, um Ereignisse, die die Schadenserkennung beeinflussen (z.B. Ausfalls der Sensoren), erkennen zu können, ist eine Plausibilitätsprüfung der Messdaten durchzuführen.

Weiterhin können Spannungsänderungen aus den gemessenen Dehnungsänderungen berechnet werden. Um die vorliegenden Spannungen in den Hängern ermitteln zu können, wird ein kalibriertes numerisches Modell benötigt. Die ermüdungswirksamen Spannungen sind an den reduzierten Querschnitten zu ermitteln. Die errechneten Spannungen werden mit zuvor am numerischen Modell festgelegten Grenzwerten verglichen und bei Überschreitungen oder unerwarteten Veränderungen wird ebenfalls ein Warnsignal versendet.

Die Bewertung des Korrosionsfortschritts ist durch Bauwerksbesichtigungen oder -prüfungen vorzunehmen und mit der Entwicklung der Messdaten abzugleichen. Dabei sind sowohl die Seile als auch die Verankerungen, Umlenksättel und Schellen zu untersuchen. Gegebenenfalls ist es notwendig Verankerungskonstruktionen zu öffnen, Abstände zwischen Seilen zu schaffen (z.B. durch Aufkeilen) oder sogar eine dauerhafte Aufspreizung der Seile vorzunehmen (FRIEDRICH; HAMME.2021). Die Daten aus den Bauwerksbesichtigungen werden nur in den Besichtigungsintervallen aktualisiert. Daher ist ein dem Bauwerkszustand angepasster und wirtschaftlicher zeitlicher Abstand der Bauwerksuntersuchungen zu wählen.

Die Bewertung des Schadens hängt von den gemessenen Werten und den Ergebnissen der Bauwerksuntersuchungen ab. Beispielsweise wird die Zugkraft in den vollverschlossenen Seilen auf viele einzelne Drähte aufgeteilt. Der Querschnittsverlust, der durch einen einzelnen Drahtbruch entsteht, ist gering. Durch innere Reibung zwischen den Drähten trägt der gebrochene Draht nach etwa drei Schlaglängen wieder voll mit (FRIEDRICH; HAMME, 2021). Sind mehrere Drahtbrüche über die Länge des Seils verteilt, sind diese unproblematisch. Diese Redundanz ist ein großer Vorteil der vollverschlossenen Seile. Die Schadensbewertung von Drahtbrüchen ist demnach abhängig von der Anzahl der Drahtbrüche, dem Abstand untereinander in Längsrichtung, der Lage des Bruchs im Querschnitt und der zeitlichen Schadensentwicklung (HEMMERT-HALSWICK, 2004, FRIEDRICH; HAMME.2021). Wird ein Schaden erkannt, ist das numerische Modell anzupassen, sodass der reale Bauwerkszustand abgebildet wird.

Die Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit für den Grenzzustand der Ermüdung und den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist von Variablen auf der Einwirkungsseite und der Widerstandsseite des Bauwerks abhängig. Einige der Variablen, wie beispielsweise Materialparameter, wurden bereits in Kapitel 2.2.2.2 beschrieben.

Einwirkende Größen auf den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind ständige Lasten, Verkehrslasten und Regen-Wind-induzierte Spannungen (BAGAYOKO, et al., 2018). Die Streckgrenze des Stahls ist ein entscheidender Parameter auf der Widerstandsseite und ist gewissen Streuungen unterworfen. Der Korrosionsfortschritt ist ebenfalls ein maßgebender Einflussfaktor, da der Seilquerschnitt durch Korrosion geschwächt wird.

Die ermüdungswirksamen Einwirkungen sind abhängig von der Querschnittsform der Seile und Hänger. Bei runden Hängern verursachen wechselnde Verkehrsbelastungen, wirbelerregte Querschwingungen und Regen-Wind-induzierte Schwingungen ermüdungswirksame Spannungen:

- Durch die **Wechselbeanspruchung aus dem Verkehr** werden die Hänger angeregt. Diese Beanspruchung ist abhängig von den einwirkenden Verkehrslasten und kann

aus den Daten der Beschleunigungssensoren für den überwachten Zeitraum abgeleitet werden.

- **Wirbelerregte Querschwingungen** werden durch in der Eigenfrequenz des Bauteils regelmäßig stattfindende Wirbelablösungen erzeugt. Die Ablösefrequenz ist dabei proportional zur Windgeschwindigkeit (BAGAYOKO, et al., 2018). Die Auftretenswahrscheinlichkeit kann über die Verteilung der Windeinwirkungen hergeleitet werden.
- **Regen-Wind-induzierte Schwingungen** treten bei starkem Wind in Kombination mit Regen auf. Der Auslöser ist das Abfließen des Regenwassers in Wasserrinnensalen am Hängerquerschnitt entlang. Infolge der Bewegungen der Zugglieder und der Windwirkung schwingen diese um den Ablösepunkt der Strömung. Die Schwingbewegung der Hänger vergrößert sich infolge der schwingungsverursachenden Lasten. Die Modellierung dieser Schwingungen ist sehr aufwändig. (BAGAYOKO, et al., 2018)

Der Einfluss der Ausbildung der Anschlüsse von Seilen und Hängern wurde bereits im vorigen Kapitel beschrieben. Die Ermüdungsfestigkeit der Anschlüsse von Rundstählen kann über die Wahl des entsprechenden Kerbfalls als rechnerische Widerstandsgröße angenommen werden. Abhängig von der maximalen Hängernormalkraft und den Spannungen in dem Anschluss sind maßgebende Einflussgrößen geschweißter Anschlüsse der Hängerdurchmesser, die Knotenblechdicke, die Breite auf Höhe des Freischnittes, die Einbindelänge, die maximale Blechbreite, der Außenradius und die freie Knotenblechhöhe (BAGAYOKO, et al., 2018). Aus dem Hängerdurchmesser, der maximalen Normalkraft im Hänger und der Spannung im Anschluss kann auch für geschmiedete Hängeranschlüsse ein Zusammenhang zur Ermüdungsfestigkeit des Anschlusses hergestellt werden.

Vollverschlossene Seile können als gebündeltes Kabel oder einzeln in einem konischen Gussbauteil verankert werden. Die einzelnen Drähte werden fächerförmig angeordnet und mit einer Vergussmasse aus Metall oder Kunststoff vergossen. Die Achsen von Seilkopf und Seil müssen dabei eine gemeinsame Lotrechte bilden. Ansonsten kommt es aufgrund der Winkelabweichung zu ungleichmäßigen Beanspruchungen zwischen den einzelnen Seilen und dem Seilkopf. Die Vergrößerung des Vergusskegeldurchmessers in Verbindung mit einer kürzeren Eingusslänge führt zu einer Verminderung der Relativbewegung zwischen den Seildrähten und dem Verguss und damit zu einer höheren Dauerfestigkeit. Fehler in der Ausbildung der Verankerung wirken sich auf die Ermüdungsfestigkeit der Bauteile aus. Einflüsse sind dabei die Genauigkeit des Einbauwinkels, der Vergusskegeldurchmesser, die Eingusslänge sowie die Ausführungsqualität des Seilvergusses. (PASCHEN, et al., 2020)

Korrosionsschäden und Drahtbrüche haben Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit und die Tragfähigkeit. Bei der Berechnung des Grenzzustandes können nur die erkannten Schäden berücksichtigt werden. Durch Spreizung von zusammengeführten Seilen können auch Schäden im Inneren von Kabeln identifiziert werden. Bei der Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit sind Lage und Schädigungsfortschritt zu berücksichtigen.

2.2.5.3. Risikobewertung

Nach Identifizierung und Analyse der Einflüsse auf die Materialermüdung und die Standsicherheit kann die Versagenswahrscheinlichkeit für die Grenzzustände der Ermüdung und der Tragfähigkeit berechnet werden. Die Nachweisformate sind abhängig von der Ausbildung der Seile bzw. Hänger.

Für Rundstahlhänger kann der Ermüdungsnachweis für Verkehr und wirbelerregte Querschwingungen nach DIN EN 1993-2/NA: 2014 mit den ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten aus Verkehr $\Delta\sigma_{E,2}$, den Spannungsschwingbreiten aus Wind $\Delta\sigma_{Wind,E2}$, dem betrachteten Kerbfall $\Delta\sigma_c$ und einem Teilsicherheitsbeiwert γ_{Mf} geführt

werden. Die Kerbfälle sind abhängig von dem betrachteten Detail und werden in BAGAYOKO, et al., (2018) für verschiedene Fälle aufgelistet.

$$\Delta\sigma_{E,2} + \Delta\sigma_{Wind,E2} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (2.7.)$$

Für Regen-Wind-induzierte Schwingungen ist ein separater Ermüdungsnachweis zu führen. Dabei werden ein Abminderungsfaktor zur Bestimmung der äquivalenten Spannungsschwingbreite unter Berücksichtigung der Auftretenshäufigkeit von Regen-Wind-induzierten Schwingungen $k_{H,i}$ und die Spannungsschwingbreite der Schwingungen $\Delta\sigma_{Regen-Wind}$ benötigt (DIN EN 1993-2/NA: 2014).

$$k_{H,i} \cdot \Delta\sigma_{Regen-Wind} \leq \Delta\sigma_c / \gamma_{Mf} \quad (2.8.)$$

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit für Rundstahlhänger kann durch ein gemeinsames Auftreten von Regen-Wind-induzierten Schwingungen ($\sigma_{Regen-Wind}$), ständigen Lasten (σ_G) und Verkehrslasten (σ_Q) erreicht werden. Ist die Summe der einwirkenden Spannungen größer als die Streckgrenze des Stahls f_{yk} , wird die Standsicherheit des Bauwerks beeinträchtigt (BAGAYOKO, et al., 2018). Die Spannungen sind dabei abhängig von dem Rundstahlquerschnitt.

$$\sigma_G + \sigma_Q + \sigma_{Regen-Wind} \leq f_{yk} \quad (2.9.)$$

Der Grenzzustand der Tragfähigkeit für vollverschlossene Seile ist für die Zugkräfte in den Seilen sowie für das Rutschen und die Querpressungen an Umlenksätteln und Klemmen zu führen (DIN EN 1993-1-11: 2010). Für den Ermüdungsnachweis der Normalkraftveränderlichkeit der vollverschlossenen Seile ist die Kerbgruppe 112 anzusetzen, siehe BASt Abb. 2.24 (DIN EN 1993-1-11/NA: 2010). Für die ermüdungsrelevante Wechselbeanspruchung aus Biegung und Normalkraft im Seil-Verankerungsbereich kann die Kerbgruppe $\Delta\sigma_c = 200 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Die Kerbgruppe des Knotenblechanschlusses ist abhängig von der Ausführung der Schweißnaht und dem Blech und kann nach den Tabellen 8.3 und 8.5 der DIN EN 1993-1-9: 2010 gewählt werden. Die Ermüdungsnachweise sind im Seilquerschnitt und den Anschlussbereichen zu führen. (BAGAYOKO, et al., 2018)

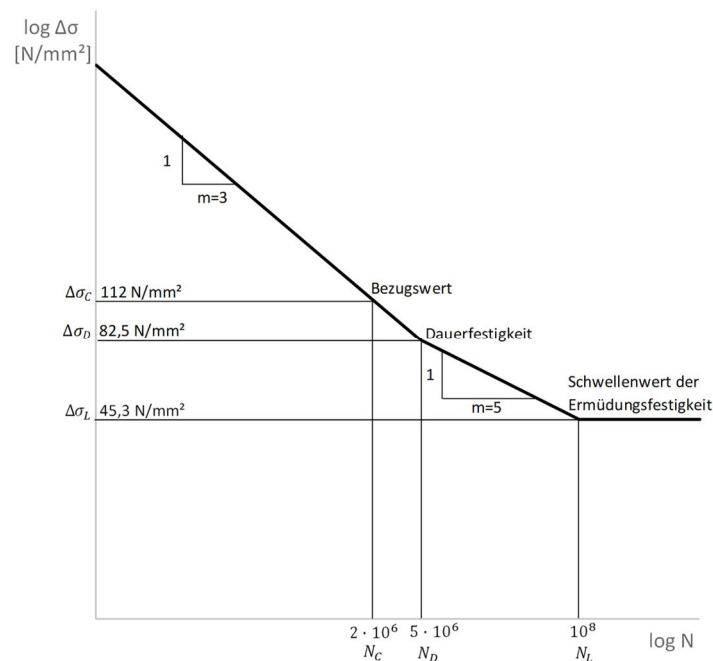
Die oben genannten Nachweise lassen keine direkte Aussage über die Restlebensdauer oder den Schadensfortschritt und somit über die Versagenswahrscheinlichkeit zu. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit ist mit Hilfe der Verteilungen der Einflussgrößen das Erreichen des Grenzzustandes iterativ zu ermitteln. Hierbei wird die Tragfähigkeit insbesondere durch den Schädigungsfortschritt der Korrosion abgemindert und die Beanspruchung durch Extrapolation der zeitlichen Entwicklung der einwirkenden Lasten (Verkehr und Wind) berücksichtigt. Die Grundlage für die zeitlichen Entwicklungen von Korrosion und Einwirkungen liefern die vorhandenen Messdaten. Wie auch bei den Clustern 1 und 2 kann der Grenzzustand der Ermüdung unter Abschätzung der Belastungshistorie über die Schädigungssumme ermittelt werden, siehe Formel 2.6. Für die ermittelten einwirkenden Spannungsschwingbreiten kann anhand der entsprechenden Kerbfälle die maximal ertragbare Spannungsschwingbreitenanzahl berechnet und mit der abgeschätzten vorhandenen Anzahl verglichen werden.

Mit Hilfe der Verteilungen der Einflussgrößen auf den Grenzzustand der Ermüdung und der Tragfähigkeit kann nun die Versagenswahrscheinlichkeit ermittelt und der Zuverlässigkeitsindex berechnet werden. Ist der Zuverlässigkeitsindex geringer als der Zielzuverlässigkeitsindex wird ein Warnsignal ausgegeben. An dieser Stelle wird auf die, durch die getroffenen Annahmen entstandenen, Unsicherheiten bei der Genauigkeit des

Zuverlässigkeitsindex hingewiesen. Der errechnete Zuverlässigkeitsindex ist stets auf Plausibilität zu prüfen.

Zur Ermittlung des Risikos ist die Kenntnis über die Versagensfolgen notwendig. Dabei ist entscheidend an welchem Bauteil die Schädigung entstanden ist. Handelt es sich um einen einzelnen Hänger sind die zu erwartenden Folgen geringer, als bei einem Schaden am Tragseil. Insbesondere die Folgen für das menschliche Leben und die Gesundheit sind bei einem Schaden am Haupttragseil höher.

Sowohl Korrosion als auch Ermüdung sind zeitabhängige Prozesse. Wird ein Schaden frühzeitig erkannt, können die Versagensfolgen begrenzt werden. Durch Wiederherstellung des Korrosionsschutzes kann das Fortschreiten der Korrosion verlangsamt oder sogar verhindert werden. Der Querschnitt der Hänger und Seile wird durch Korrosion geschwächt und ein Versagen wird wahrscheinlicher. Der Korrosionsfortschritt ist daher mit den Grenzzuständen verknüpft und durch Korrosionsschutzmaßnahmen kann die Versagenswahrscheinlichkeit verringert werden.



BAST Abb. 2.24: Ermüdungsfestigkeitskurve für vollverschlossene Seile mit $\Delta\sigma_c = 112 \frac{N}{mm^2}$

Maßgebend für die Beurteilung der Versagensfolgen ist das Ausmaß des Schadens. Die Anzahl der Drahtbrüche an einer Stelle, die Verbundwirkung der Drähte an dem Schadensort, die Anzahl und Verteilung der Drahtbrüche, die zeitliche Entwicklung der Schäden sowie die Lage der Drahtbrüche im Seilquerschnitt (innen/außen) sind bei Seilen maßgebende Bewertungskriterien (PASCHEN, et al., 2020). Für die Anschlussstellen und Rundstahlhänger sind der Ort der Korrosion sowie Art und Ort der Risse in Blech und Schweißnähten relevante Faktoren.

Werden Schäden erst spät erkannt, ist gegebenenfalls der Austausch des gesamten Seils oder Hängers erforderlich. Dies ist mit höheren mittelbaren (z. B. Sperrungen für Verkehrsteilnehmende, Baustelleneinrichtungen etc.) und unmittelbaren (Erhaltungsaufwand) ökonomischen Versagensfolgen verbunden. Alle Versagensfolgen sind monetär zu bewerten.

Das Risiko wird durch das Produkt aus Versagensfolge und Versagenswahrscheinlichkeit berechnet und anschließend bewertet. Wird das Risiko als akzeptabel eingestuft, beginnt der

Risikomanagementprozess erneut und das Risiko kann mit Hilfe von neuen Messwerten aktualisiert werden. Ein als nicht akzeptabel eingestuftes Risiko erfordert eine Risikobehandlung und es wird ein Warnsignal an den Systembetreuenden versendet.

2.2.5.4. Risikobehandlung

Wurde das Risiko bewertet kann eine Risikobehandlung durch bauliche, verkehrliche oder überwachende Maßnahmen erfolgen. Mögliche verkehrliche und überwachende Maßnahmen wurden unter Kapitel 2.2.2.4 beschrieben. *Bauliche Maßnahmen zur Risikobehandlung von Seilen und Hängern werden im Folgenden beschrieben.*

Instandsetzungen für vollverschlossene Seile zielen überwiegend auf die Wiederherstellung oder Verbesserung des Korrosionsschutzes ab. Zunächst ist die Zugänglichkeit der geschädigten Stellen sicher zu stellen. Sind Schäden in dicht zusammenliegenden Brückenseilen vorhanden, kann das Auseinanderlegen der Seile notwendig sein. Durch sogenannte Spreizschellen können Brückenkabel auch dauerhaft gespreizt werden, sodass sie für Bauwerksprüfungen und folgende Instandsetzungen zugänglich sind (FRIEDRICH; HAMME.2021).

Für Instandsetzung können freistehende Gerüste ohne Anlehnung an Seile verwendet werden. Hierbei muss gegebenenfalls in den Verkehrsraum eingegriffen und eine vorübergehende Verkehrsführung eingerichtet werden. Werden Gerüste gewählt, die sich an den Seilen abstützen, sind die Seilverformungen statisch zu überprüfen. Ein Nachteil von an den Seilen hängende Gerüströhren und Seilbahnen sind die zusätzlichen Belastungen, eventuelle Schwingungsphänomene sowie mögliche Beschädigungen an der neu aufgetragenen Beschichtung bei dem Ausbau des Gerüsts. (HAMME, 2012)

Zur Erneuerung des Korrosionsschutzes muss zunächst die Altbeschichtung vollständig entfernt werden. Dies kann durch Strahlen oder Abbürsten per Hand oder über Roboter erfolgen. Bei verzinkten Drähten darf dabei die vorhandene Verzinkung nicht beschädigt werden. Drahtbrüche in der äußeren Drahtlage sind, beispielsweise durch der Breite des Spaltes angepasste Zinnplättchen, zu verschließen (FRIEDRICH; HAMME.2021). Üblicherweise werden für den äußeren Korrosionsschutz von vollverschlossenen Seilen zugelassene Beschichtungssysteme verwendet, die mit umfangreichen Rüstarbeiten verbunden sind. Eine Alternative zu diesen Systemen ist das Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern. Mit Hilfe eines Wickelroboters werden zwei Lagen von Butylkautschukbändern mit einer Überlappung um das Seil gewickelt (FRIEDRICH, 2020). Bisher ist das Verfahren jedoch nur mit Zustimmung im Einzelfall möglich.

Sind einzelne Seile nicht mehr zu erhalten, können diese auch ausgetauscht werden. In der Regel ist der Austausch einzelner Seile schon beim Neubau statisch und konstruktiv zu berücksichtigen (FRIEDRICH; HAMME.2021). Während des Austauschs des beschädigten Seils können verkehrliche Einschränkungen notwendig sein. Ob der Austausch unter laufendem Verkehr durchgeführt werden kann, ist im Vorhinein statisch zu prüfen.

Nach erfolgreicher Durchführung der Maßnahmen kann die Analyse der Risiken mit neuen Messwerten *erneut durchlaufen werden*. Das numerische Modell ist entsprechend der Maßnahmen anzupassen. So können beispielsweise die Steifigkeiten und Eigenschaften ausgetauschter Brückenseile aktualisiert werden.

2.2.6. Zusammenhang Risikomanagement und Asset Management

Das Projekt BrAssMan (Bridge Asset Management) versteht sich als Bindeglied zwischen der inspektions- und nachrechnungsbasierten Bestandsbewirtschaftung zu einem zustands- und prognosebasierten Asset Management. Ein Asset Management im Straßenbau beschäftigt sich mit der Optimierung der Verfügbarkeit. Key Performance Indikatoren, sogenannte KPI,

dienen dabei als betriebswirtschaftliche Kennzahlen (SPEER, 2019). Für das Projekt BrAssMan werden die KPI als vergleichende messdatenbasierte Zustandskennzahlen definiert. Über diese ist es möglich die Bauwerkszustände mehrerer Brücken zu vergleichen und sogar eine Aussage über den prognostizierten Bauwerkszustand zu treffen. Zur Erarbeitung ist es wichtig, das Risiko, welches durch die Bauteile ausgeht, zu erkennen und zu bewerten. Grundlage hierfür ist das beschriebene Risikomanagement.

Innerhalb der einzelnen Cluster werden teilstandardisierte Messkonzepte und einheitliche Berechnungsmethoden verwendet, sodass die berechneten Versagenswahrscheinlichkeiten und Risiken vergleichbar werden. Die Ermittlung der Risiken bezogen auf den jeweiligen Grenzzustand beruht auf Auftretenswahrscheinlichkeiten von Einwirkungen, zeitabhängigen Widerstandsgrößen, extrapolierten Messwerten und erwarteten Versagensfolgen. Für alle theoretischen Überlegungen wurden die gleichen Modelle verwendet und die installierten Messsysteme wurden zur Überwachung der clusterspezifischen Schwachstelle teilstandardisiert. Die KPI werden durch das Empfangen neuer Messwerte stets aktualisiert.

Auch clusterübergreifend sind die berechneten Risiken vergleichbar. Für jedes Cluster wurde der betrachtete Grenzzustand untersucht und für jede untersuchte Schwachstelle kann das Risiko in Bezug auf den betrachteten Grenzzustand und das Bauteil ermittelt werden. Die Versagenswahrscheinlichkeiten und Versagensrisiken verschiedener Bauwerke können verglichen werden.

Für das Cluster 1 „Koppelfugen“ kann der Schadensindikator (KPI) durch die Schädigungssumme $D_{\text{vorh}} = \sum \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)}$ festgelegt werden. Über die Schädigungssumme lassen sich sowohl der aktuelle Bauteilzustand als auch zukünftige Bauteilzustände abschätzen. Zusätzlich liefert der Indikator unter Beachtung der prognostizierten Einwirkungen einen Hinweis auf die Restnutzungsdauer.

Auch für Cluster 2 „Orthotrope Platten“ und Cluster 3 „Hänger und Seile“ ist ein möglicher Schadensindikator die Schädigungssumme der ermüdungswirksamen Spannungsschwingbreiten. Ein großer Vorteil dieses Indikators, ist die Möglichkeit zur Abschätzung zukünftiger Bauwerkszustände. Ein Nachteil ist, dass die Belastungshistorie über Näherungsberechnungen abgeschätzt werden muss. Je länger das Monitoring durchgeführt wird, desto genauer wird die Berechnung des KPIs.

Für das Cluster 3 wird der Grenzzustand der Tragfähigkeit ebenfalls über Messdaten erfasst und die Versagenswahrscheinlichkeit berechnet. Das Ziel ist es, über den Korrosionsfortschritt eine Abschätzung für zukünftige Bauteilzustände zu treffen, um so die Entwicklung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit für die maßgebenden Querschnitte beschreiben zu können.

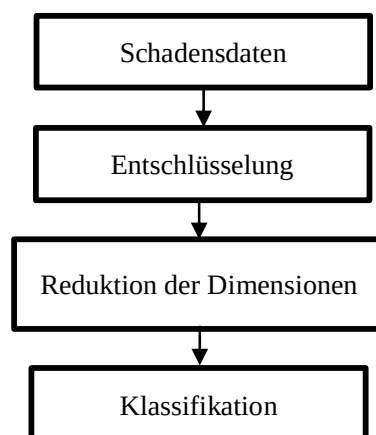
Zur Vorhersage zukünftiger Bauteilzustände ist ein Abgleich der gemessenen und ausgewerteten Werte mit einem Prognosemodell erforderlich. Dabei ist zu beachten, dass jede Vorhersage aufgrund der variierenden unklaren Randbedingungen als stochastische Größe behandelt werden muss. Die Streuung der Aussage nimmt mit zunehmendem Abstand des Vorhersagezeitpunktes vom aktuellen Zeitpunkt zu. Durch kontinuierlichen Abgleich gemessener Daten mit dem Prognosemodell, kann die Aussagekraft erhöht werden. (FREUNDT, et al., 2014)

2.3. Datengesteuerte Analyse der Dauerhaftigkeit von Schäden im Koppelfugenbereich im Kontext der Bauwerksprüfung

Angesichts der fortschreitenden Digitalisierung und steigender Rechenkapazitäten sowie einer intensiven Entwicklung auf dem Gebiet der Sensorik setzen sich Verfahren der künstlichen Intelligenz in vielen Branchen der Industrie durch. Big Data bezeichnet eine große Menge an

strukturierten und unstrukturierten Messdaten oder Zustandsdaten, und bildet den Grundstein für die Entwicklung von intelligenten Systemen, die dank ihrer Lernfähigkeit Entscheidungen zu bestimmten Aufgaben treffen können (SOCHER; MÜLLER, 2020) (WEI, et al., 2019).

In diesem Kapitel wird auf den Aspekt der Schädigung im Koppelfugenbereich eingegangen. Aufgrund der Entwicklung der Norm und der davon abhängigen prozentualen Kopplung der Spannglieder an der Kopplungsstelle werden nur Schadensdaten für vor den 1980er Jahren gebauten Brücken herangezogen und verarbeitet. Für die Verarbeitung der Daten wird ein Analyse-Konzept erstellt, um Korrelationen und Zusammenhänge aus den Daten ableiten zu können. Das Konzept besteht aus vier Teilschritten, mit dem Ziel ein ML-Modell zur Dauerhaftigkeitsbenotung der Schäden im Koppelfugenbereich im Kontext der Bauwerksprüfung zu erarbeiten, siehe BAST Abb. 2.25. Im ersten Schritt werden die ausgewählten Daten aus dem Programmsystem SIB-Bauwerke entschlüsselt, und als Zahlen in Vektoren geordnet, um die Daten numerisch bearbeiten zu können. Im zweiten Schritt wird die lineare Hauptkomponentenanalyse (PCA: Principal Component Analysis) durchgeführt und das nichtlineare Verfahren t-SNE (t-distributed stochastic neighbor embedding) angewendet (NIE, et al., 2020) (VAN DER MAATEN; HINTON, 2008), um nach Gruppen in den Daten zu suchen. Weisen die Daten eine Struktur auf, wird abschließend ein Klassifikationsmodell verwendet, um die verarbeiteten Daten zu erlernen und das trainierte Modell im Anschluss an neuen unbekannten Daten zu testen.



BAST Abb. 2.25: Darstellung des Konzepts zur Verarbeitung der Daten des Koppelfugenproblems

2.3.1. Theoretische Grundlagen

Seit über 50 Jahren ist künstliche Intelligenz (KI) Gegenstand der Forschung. Der Begriff KI wird dadurch definiert, dass eine Maschine bestimmte Entscheidungsstrukturen mittels einer Menge von Daten bilden kann. Darüber hinaus beinhaltet KI gewisse Systeme, die ihre Umgebung erfassen und berücksichtigen und aus eigenen Erfahrungen lernen können (KRAUS; DRASS, 2020). Aufgrund der Lernfähigkeit der KI ist sie in verschiedenen Bereichen der Naturwissenschaft, Medizin, Wirtschaft usw. intensiv erforscht und bereits eingesetzt worden. KI ist mit zwei weiteren Begriffen verbunden: Maschinelles Lernen (ML = Machine Learning) und tiefes Lernen (DL = Deep Learning). DL ist ein Teilbereich des ML und unterscheidet sich von ML durch den Lernprozess. Beim ML werden mathematische Methoden der Mustererkennung verwendet, um die Methodik der Lösung eines Problems zu lernen. ML benötigt Vorarbeit bei der Ableitung von Merkmalen. Im Gegensatz dazu richtet sich das DL nach der Struktur der menschlichen Neuronen beim Lernen. Neuronen, die zur richtigen Lösung führen, werden verstärkt. Dadurch können neuronale Netze Merkmale aus den Daten eigenständig identifizieren (LECUN, et al., 2015).

KI umfasst ein breites Spektrum von Algorithmen und Modellierungswerkzeugen, die für eine Vielzahl von Datenverarbeitungsaufgaben angesetzt werden können. Das allgemeine Ziel von maschinellem Lernen (ML) ist, Muster in den Daten zu erkennen, die die Art und Weise bestimmen, wie Probleme behandelt werden, die bisher mit üblichen Verfahren nicht lösbar waren (CARLEO, et al., 2019). ML lässt sich in überwachtes Lernen (Supervised Learning), unüberwachtes Lernen (Unsupervised Learning), halbüberwachtes Lernen (Semi-supervised learning) und bestärkendes Lernen (Reinforcement learning) unterteilen (PALUSZEK; THOMAS, 2017). Der Zweck des überwachten Lernens ist, ein Modell zu erstellen, dass auf Grundlage von gekennzeichneten (labeled) Lern- und Testdatensätzen eine Vorhersage über unbekannte Daten treffen kann. Im Gegensatz dazu benötigt unüberwachtes Lernen keinen gekennzeichneten Datensatz. Bei diesen Modellen werden in den vorhandenen Datensätzen Muster oder Strukturen gesucht (KLEINERT; SAWO.2021). Clustern ist die am weitesten verbreitete unüberwachte Lerntechnik (LAURENZ, 2022) (PALUSZEK; THOMAS, 2017). Ist nur ein Teil der Datensätze gekennzeichnet, handelt es sich um halbüberwachtes Lernen. Beim bestärkenden Lernen wird der Algorithmus vorab nicht angelernt, wie eine Vorhersage getroffen werden kann, sondern der Algorithmus lernt aus den eigenen Erfahrungen. Somit kann er die Qualität seiner Entscheidung selbst evaluieren (MATHWORKS, 2020).

2.3.2. Erarbeitung eines ML-Modells

In der Regel sind die vor 1980 gebauten Spannbetonbrücken mit 100 %er Kopplung der Spannglieder an einer Koppelungsstelle ausgeführt worden. Häufig werden Risse im Bereich der Koppelfugen mit relevanten Rissbreiten und Rissbewegungen bei der Brückenprüfung nach DIN 1076 erfasst (BUSCHMEYER, et al., 2009). Die Rissbreite ändert sich infolge Umwelt- und Verkehrsbeanspruchung. Dies führt zu einer verstärkten Ermüdungsbeanspruchung der Koppelanker, die einen geringeren Ermüdungswiderstand als die Spannglieder aufweisen. Daher wurden die Regelwerke angepasst, und aktuell müssen mindestens 30 % der Spannglieder, unabhängig vom Brückenquerschnitt, ungekoppelt durchgeführt werden (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2015).

Die Bewertung von Schäden im Zusammenhang mit der Koppelfugenproblematik erfolgt im Kontext der Bauwerksprüfung in der Praxis über die Bewertung der Dauerhaftigkeit, siehe (SCHNELLENBACH-HELD, et al., 2015). Im Bereich der Koppelfugen wird die Schädigung durch Risse sichtbar. Aus diesem Grund wird die Bewertung der Dauerhaftigkeit als Zielgröße verwendet, um ein ML Modell zu erarbeiten, das die Expertise der Bauwerksprüfenden lernt, und neue Schäden hinsichtlich ihres Einflusses auf die Dauerhaftigkeit bewertet. Das Ziel der Analyse ist, ein ML-Modell zu erarbeiten, das den Bauwerksprüfenden bei ihrer Bewertung der Schäden hilft, indem eine Dauerhaftigkeitsnote für einzelne Schäden im Koppelfugenbereich vorgeschlagen wird. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass bei der Erfassung von Schäden im Koppelfugenbereich neben den Rissen noch andere Schadenstypen auftreten und bei der ML-Analyse zu berücksichtigen sind, z. B. freiliegende Bewehrung oder Oberflächenschäden am Beton. Diese können aufgrund von aufgetretenen Rissen als Folgeschäden betrachtet werden.

2.3.2.1. Eingruppierung

Für die Verarbeitung der Daten aus dem Programmsystem SIB-Bauwerke wurden alle Spannbeton-Teilbauwerke mit dem Kriterium „Koppelfugen“ abgerufen. Es wurden 2476 Teilbauwerke gefunden. Für diese Bauwerke liegen 289304 Schadensdatensätze vor. Nach der Filterung der Schäden nach ihrem Ort (Koppelfugenbereich) bleiben 155 Teilbauwerke mit 4305 Schadensdatensätzen, die in der Nähe der Koppelfuge beschädigt sind. Diese Daten wurden für die weitere Verarbeitung herangezogen.

Der Fokus liegt in dieser Analyse auf Brücken, die vor 1980 gebaut wurden. Daher wurden die Teilbauwerke nach ihrem Baujahr gefiltert. Für die weitere Verarbeitung der Daten verbleiben

87 Teilbauwerke, die 3205 Schäden direkt am Koppelfugenbereich aufweisen. Durchschnittlich hat jedes Teilbauwerk 37 Schäden im Koppelfugenbereich.

Für die Verarbeitung der Daten wurden Schadenseigenschaften gesucht, die die Bauwerksprüfenden als relevant für ihre Auswertung eingestuft haben. Diese Eigenschaften beschreiben die Schäden u.a. nach ihrem Ort, Ausmaß und Bauteil. Außerdem wurde Wert daraufgelegt, dass die Schadenseigenschaften möglichst bei allen betrachteten Schäden vorhanden sind. Nach eingehender Überprüfung der Daten wurden folgende Eigenschaften als relevant für die weiteren Auswertungen angesehen: Bauteil, Bauteilgruppe, Art der Schäden, Menge der Schäden und das Alter der Schäden in Bezug auf das Baujahr.

Um die Repräsentation der Daten zu verdeutlichen und somit Muster in den Daten zu suchen, werden die Daten zunächst auf Gemeinsamkeiten untersucht. In nachfolgenden Tabellen werden die Daten der Schäden im Koppelfugenbereich nach ihren Eigenschaften „Art des Schadens“ und „Menge des Schadens“ dargestellt. Zu jeder Schadensart und -menge wird die Repräsentation in Abhängigkeit von der Dauerhaftigkeitsbewertung in Prozent dargestellt. Fünf Tabellen bilden fünf Gruppen von Daten, von D = 0 bis D = 4. In den Abbildungen A 1 bis A im Anhang A (im gemeinsamen Schlussbericht nicht vorhanden) sind alle Eigenschaften dargestellt. Die nachfolgenden Tabellen beinhalten nur die repräsentativen Eigenschaften.

Aus den Tabellen ist zu erkennen, dass die Benotung der Schäden im Koppelfugenbereich von den Eigenschaften des Schadens abhängt. Z. B. „Freiliegend“ und „Oberfläche grobporig“ verbunden mit „Stellenweise“ und „Eine Stelle“ haben eine hohe Wahrscheinlichkeit die Benotung D = 0 zu bekommen, siehe *BASSt Tabelle 2.6*. Im Gegensatz dazu haben Risse im Koppelfugenbereich verbunden mit „Durchgehend“ und „Bereichsweise“ eine erhöhte Wahrscheinlichkeit die Benotung D = 3 oder 4 zu bekommen, siehe *BASSt Tabelle 2.9* und *BASSt Tabelle 2.10*. Die vollständige Zuordnung dieser Eigenschaften ist im Anhang A in den Abbildungen A 1 bis A 10 dargestellt.

BASSt Tabelle 2.6: Relevante Eigenschaften der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 0 mit ihrer Repräsentation in den Daten.

Art des Schadens	%	Menge des Schadens	%
Freiliegend	21	stellenweise	21
Oberfläche grobporig	21	eine Stelle	15
Höhe unterschiedlich	12	bereichsweise	16
Rissbreite <0,1mm	8	vereinzelt	16
Schräg mit Querrisse	10	gering	8

BASSt Tabelle 2.7: Relevante Eigenschaften der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 1 mit ihrer Repräsentation in den Daten.

Art des Schadens	%	Menge des Schadens	%
Schrägrisse	17	eine Stelle	22
Riss im Koppelfugenbereich 0,1 mm. Mit Querrisse	16	ein Stück	20

Längsrisse	8	vereinzelt	14
Hohlstelle	7	stellenweise	14
Rissbreite 0,1<0,2	5	mehrfach	8

BASSt Tabelle 2.8: Relevante Eigenschaften der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 2 mit ihrer Repräsentation in den Daten.

Art des Schadens	%	Menge des Schadens	%
Freiliegend	15	stellenweise	25
Nichtausreichend	14	mehrfach	21
Längsrisse	11	eine Stelle	16
Hohlstelle	7	ein Stück	11
Riss im Koppelfugenbereich und Schrägrisse	12	teilweise	8

BASSt Tabelle 2.9: Relevante Eigenschaften der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 3 mit ihrer Repräsentation in den Daten.

Art des Schadens	%	Menge des Schadens	%
Risse im Koppelfugenbereich	56	bereichsweise	52
Längsrisse	8	durchgehend	11
Freiliegend	6	Ein Stück	10
Offen	5	eine Stelle	8
Querrisse	3	mehrfach	7

BASSt Tabelle 2.10: Relevante Eigenschaften der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 4 mit ihrer Repräsentation in den Daten.

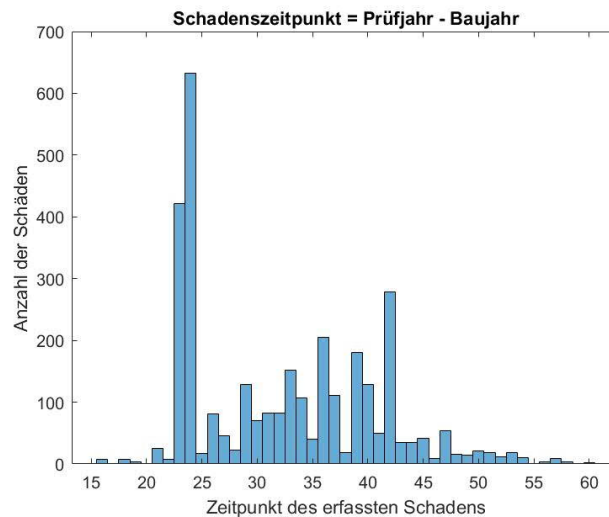
Art des Schadens	%	Menge des Schadens	%
Risse im Koppelfugenbereich	100	durchgehend	40
		bereichsweise	30
		ein Stück	20

Im Weiteren wird ein Schlüsselleistungsindikator für das Koppelfugenproblem gesucht. Dabei wurde besonders Wert auf den Schadenszeitpunkt gelegt. Es wurde in den Daten danach gesucht, in welchem Alter Schäden mit bestimmter Dauerhaftigkeitsbenotung auftreten. Im Schnitt werden die Schäden im Koppelfugenbereich im Alter von 32,4 Jahren, und am häufigsten im Alter zwischen 23 und 24 Jahren erkannt, siehe BASSt Abb. 2.26.. Die Häufigkeit der Schäden im Alter zwischen 23 und 24 Jahren ist wahrscheinlich auf die Geschichte der Einführung des Programmsystems SIB-Bauwerke zurückzuführen. SIB-Bauwerke wurde erst ab 1998 eingeführt, so dass das Alter der Schäden an den Bauwerken aus der Zeit vor 1980 direkt in den Altersklassen 22 bis 25 Jahre fällt.

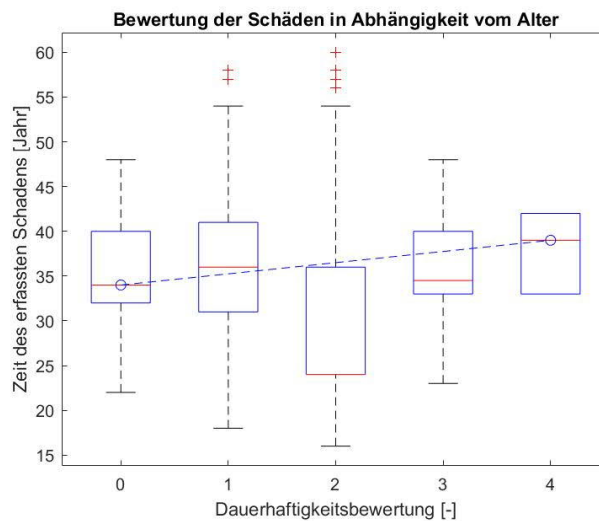
In BASSt Abb. 2.27 ist die Bewertung der Schäden im Koppelfugenbereich in Abhängigkeit von dem Zeitpunkt des erfassten Schadens dargestellt. Es zeigt sich, dass zwischen den Gruppen D = 0 und D = 4 tendenziell mit zunehmender Zeit eine Verschlechterung des Zustands besteht. Allerdings weichen die Gruppen D = 2 und D = 3 in ihrem Median voneinander ab.

Die Gruppen $D = 1$ und $D = 2$ zeigen Ausreißer, bei denen die Schäden im Alter zwischen 55 und 60 Jahre auftreten.

Diese Ergebnisse können nicht repräsentativ sein, da die Anzahl der Schäden in den Gruppen $D = 3$ und 4 unterrepräsentiert und in den Gruppen $D = 1$ und 2 überrepräsentiert sind. Darauf wird im Abschnitt 2.3.2.2 eingegangen.



BASSt Abb. 2.26: Anzahl der Schäden in Abhängigkeit von ihrem Alter [Jahr]

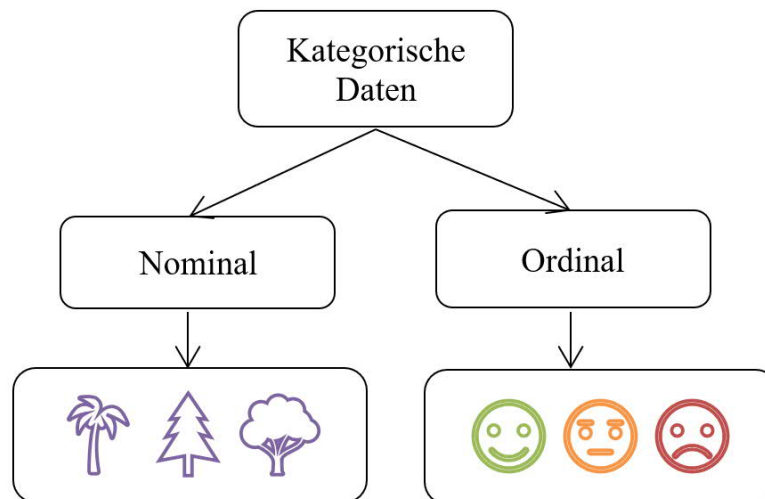


BASSt Abb. 2.27: Bewertung der Schäden im Koppelfugenbereich in Abhängigkeit von dem Zeitpunkt der erfassten Schäden

Verarbeitung der Daten

Die Beschreibung der Schäden in SIB-Bauwerke wird durch die Bauwerksprüfenden anhand der vorhandenen Schlüsselwörter nach *ASB-ING: 2013* dokumentiert. Die dokumentierten Daten lassen sich als Kategorien darstellen, so wird bspw. das Ausmaß eines Schadens mit „bereichsweise“ oder „an einer Stelle“ beschrieben. Kategorische Daten lassen sich in zwei Klassen aufteilen. Die nominale und die ordinale Klasse (DAHOUDE; JOE, 2021). Nominale Daten haben eine gleichgewichtete Zuordnung. Zwischen den Datensätzen gibt es keinen Zusammenhang. Im Gegensatz dazu haben die ordinalen Datensätze einen Zusammenhang und eine Zuordnung untereinander, siehe BASSt Abb. 2.28. (JAKOBSSON, 2004). Diese Datensätze können bei der Bewertung in Abhängigkeit ihrer Bedeutung gewichtet werden. Dabei kann die Art von Daten z. B. die Beschreibung des Ausmaßes eines Schadens sein.

Einfache mathematische Berechnung, z. B. die Häufigkeit einer Kategorie, können berechnet werden. Jedoch lassen sich die meisten Lernalgorithmen mit dieser Art von Daten nicht bearbeiten. Eine Umwandlung der Daten in eine numerische Form ist notwendig. Die betrachteten Daten aus SIB-Bauwerke werden als nominal kategorisch betrachtet. Für das Entschlüsseln der Daten wird die One Hot Encoding Technik verwendet. Hierbei werden die kategorischen Variablen in ein Set von binären Daten umgewandelt. Die binären Variablen werden Dummy Variablen genannt (SAXENA, 2020). Mit Dummy Variablen können die kategorischen Daten numerischen Daten (Einsen und Nullen) zugeordnet werden. Die Anzahl der Variablen entspricht der Anzahl der umgewandelten Kategorien (SALKEVER, 1976). Damit ist eine numerische Berechnung von Textdaten möglich.



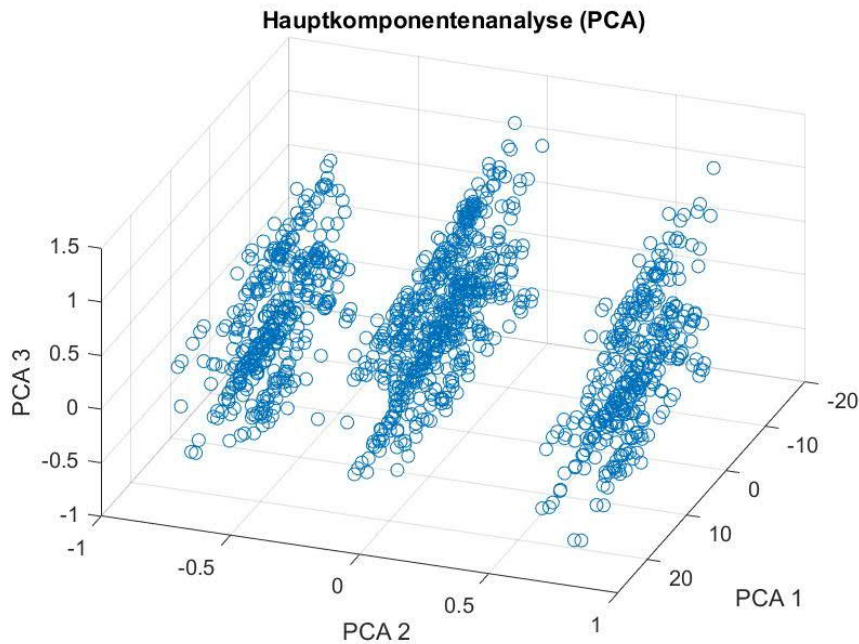
BASSt Abb. 2.28: Arten der kategorischen Daten

Reduktion der Dimensionen und Visualisierung

Nach der Entschlüsselung der kategorischen Daten wird eine Clusteranalyse durchgeführt, um Gruppen in den Daten zu suchen. Die Clusteranalyse ist ein Prozess, bei dem ähnliche Objekte in einer Gruppe zusammengefasst werden. Das Vorgehen basiert dabei auf dem Messen der Abstände zwischen den Objekten (ARANGANAYAGI; THANGAVEL, 2007). Objekte die nahe beieinanderliegen, werden in einer Gruppe zusammengefasst.

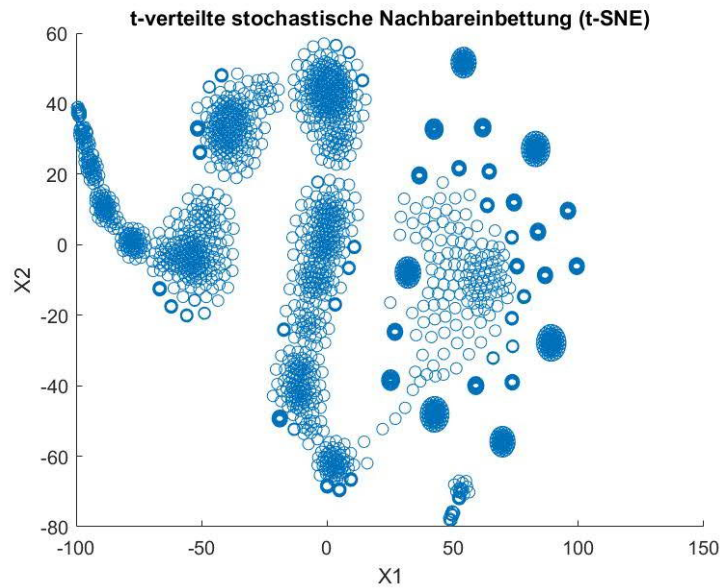
Um die vorhandene Dimensionalität der Daten zu reduzieren und nach einer Struktur in den Daten zu suchen, wird die Hauptkomponentenanalyse (PCA) durchgeführt. Die PCA ist ein lineares Verfahren, das hauptsächlich auf der Berechnung der Kovarianz-Matrix zur Reduktion der Dimensionen der Daten beruht. Die Analyse rotiert die Achsen des ursprünglichen Datenraumes so, dass sie in Richtung der größten Datenvarianz ausgerichtet und orthogonal zueinander sind (DURSTEWITZ; BALAGUER-BALLESTER, 2010). Dies führt zur Verringerung der Dimensionen der Daten, indem die große Menge von Variablen in eine kleinere Menge umgewandelt wird, die immer noch den Großteil der Informationen der großen Menge und damit die für eine sinnhafte Beschreibung relevanten Daten enthält (JAADI, 2021). Die Ergebnisse werden so geordnet, dass die wichtigsten Informationen in den ersten Vektoren gespeichert werden. Mit der PCA kann eine globale Aussage über die Zuordnung der Daten getroffen werden.

Nach der Transformation und Visualisierung der verarbeiteten Daten wurde festgestellt, dass die untersuchten Eigenschaften der Schadensdaten eine Struktur aufweisen. In BASSt Abb. 2.29 ist die Darstellung der ersten drei Eigenvektoren dargestellt. Die Hauptkomponentenanalyse zeigt, dass es zwischen den Daten einen Zusammenhang gibt. Es lassen sich drei Gruppen ohne weitere Bedeutung erkennen, siehe BASSt Abb. 2.29.

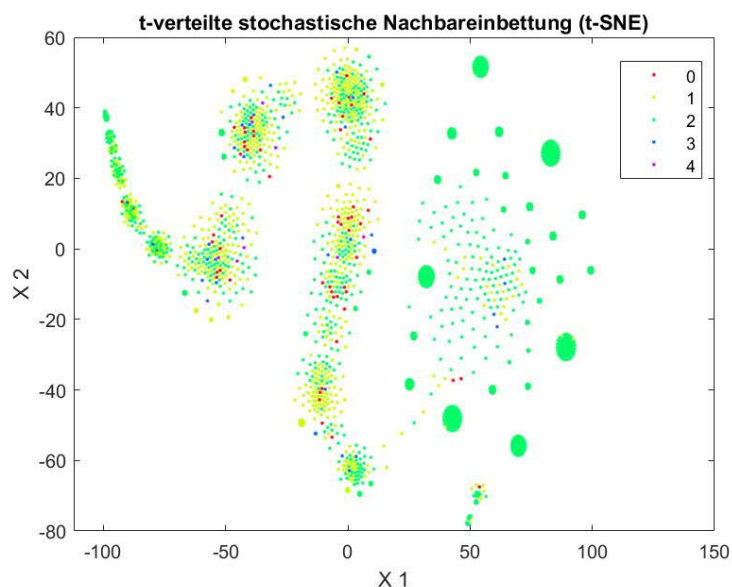


BASSt Abb. 2.29: Darstellung der ersten drei Eigenvektoren der PCA

Ferner wird die Struktur der Daten mit einem nichtlinearen Verfahren untersucht. Dabei wird die t-SNE-Technik (t-distributed stochastic neighbor embedding) verwendet. T-SNE ist ein Verfahren zur Visualisierung hochdimensionaler Daten für die Zuordnung der Daten in einer zwei- oder dreidimensionalen Karte. T-SNE kann komplexere Beziehungen zwischen den Daten differenzieren und darstellen. Im Gegensatz zur PCA-Technik werden die Beziehungen zwischen den Daten lokal betrachtet (KLEINERT; SAWO.2021). Das bedeutet, dass die Separation zwischen den Daten durch die Berechnung der Abstände zwischen Nachbardaten erfolgt. Mit t-SNE werden die hochdimensionalen Daten in eine niedrigdimensionale Ähnlichkeitsmatrix umgewandelt (VAN DER MAATEN; HINTON, 2008). Die Clusterung der Daten lässt sich durch die Dichteverteilung der ähnlichen Daten berechnen. Die Visualisierung der Daten ist in BASSt Abb. 2.30 dargestellt. In BASSt Abb. 2.31 sind die Daten nach ihrer Dauerhaftigkeitsbewertung sortiert. Es lässt sich erkennen, dass sich die meisten Daten der Gruppe D = 2 im rechten Bereich der Abbildung befinden. Dennoch bleibt die Aussage über die Daten nicht repräsentativ, da die Anzahl der Schäden in den Benotungsklassen unterschiedlich repräsentiert sind. Aus diesem Grund erfolgt eine weitere Analyse der Daten im Abschnitt 2.3.2.2.



BASSt Abb. 2.30: Darstellung der Ergebnisse der t-SNE Analyse



BASSt Abb. 2.31: Darstellung der Ergebnisse der t-SNE Analyse mit der Dauerhaftigkeitsbenotung

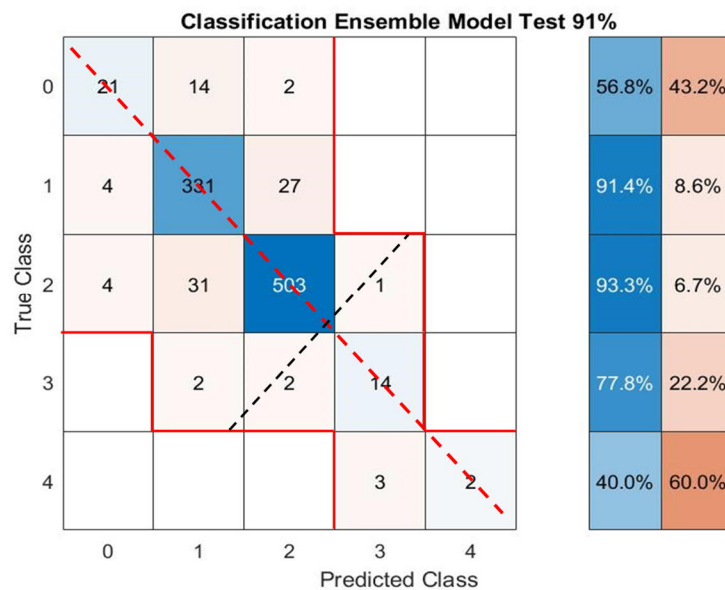
Trainieren des Lernalgorithmus

Da die Daten eine gewisse Struktur aufweisen, ist es möglich, sie für das Trainieren eines ML-Modelles zu verwenden. Es wird das Klassifikations-Ensemble-Modell verwendet, um die Benotung der Dauerhaftigkeit eines Schadens zu erkennen. Das Modell ist ein baumbasierter Ensemble-Lernalgorithmus, der dem Prinzip des Boosting folgt. Boosting ist dabei eine Technik, bei der mehrere schwache Lernalgorithmen verwendet werden, um einen starken Lernalgorithmus zu konfigurieren (CHAKRABORTY, et al., 2021) (BROWNLEE, 2021). Das Modell bedarf zweier Phasen, eine Lernphase mit 70 % und Testphase mit 30 % der Daten.

Die Ergebnisse der Erkennung der Dauerhaftigkeitsbewertung der Schäden im Koppelfugenbereich mit maschinellem Lernen zeigen, dass das Lernmodell bis zu 91 % Genauigkeit beim Test erreicht hat, siehe BASSt Abb. 2.32. Dabei weist das Lernmodell eine höhere Genauigkeit bei den Gruppen D = 1 und 2 auf. Die Gruppen D = 0 und 4 schneiden

schlechter ab und zwar mit einer Missklassifikation in der Gruppe D = 4 von 60 % und in der Gruppe D = 0 von 43,2 %. Dies kann daran liegen, dass die Anzahl der Schäden in diesen Gruppen zu niedrig ist. Allerdings ist aus der BAST Abb. 2.32 zu erkennen, dass die Bewertung der Dauerhaftigkeit diagonal zwischen den roten Linien verläuft. Dies deutet darauf hin, dass der Fehler des Algorithmus regelmäßig bei den direkt benachbarten Klassen stattfindet. Das bedeutet wiederum, dass der Algorithmus anhand der Eigenschaften eines Schadens, wie seiner Menge und Art sowie seines Ortes, eine logische Reihenfolge zur Erkennung der Dauerhaftigkeitsbewertung erkennt.

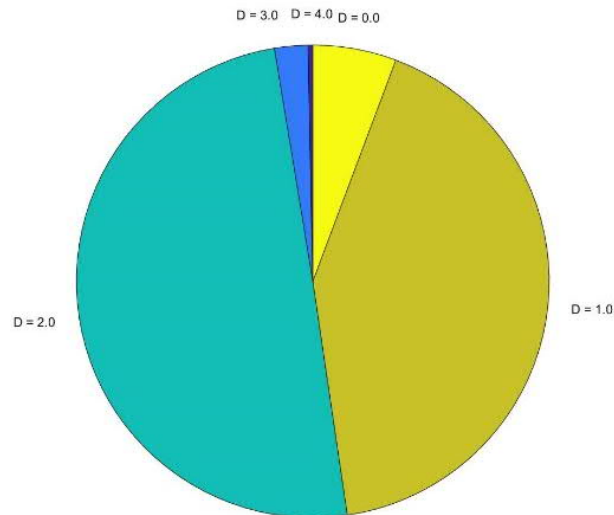
Das Modell konnte mit bis zu 91 % die Bewertung der Schäden erkennen. Das bedeutet, dass ML die Expertise der Bauwerksprüfenden bei der Benotung eines Schadens lernen kann, obwohl die Bewertung eines Schadens und damit auch die Benotung durch den Faktor Mensch bis zu einem gewissen Grad subjektiv ist und sich somit geringfügig unterscheiden kann.



BAST Abb. 2.32: Ergebnisse des Klassifikations-Ensemble Modells, oben Validierung, unten Test.

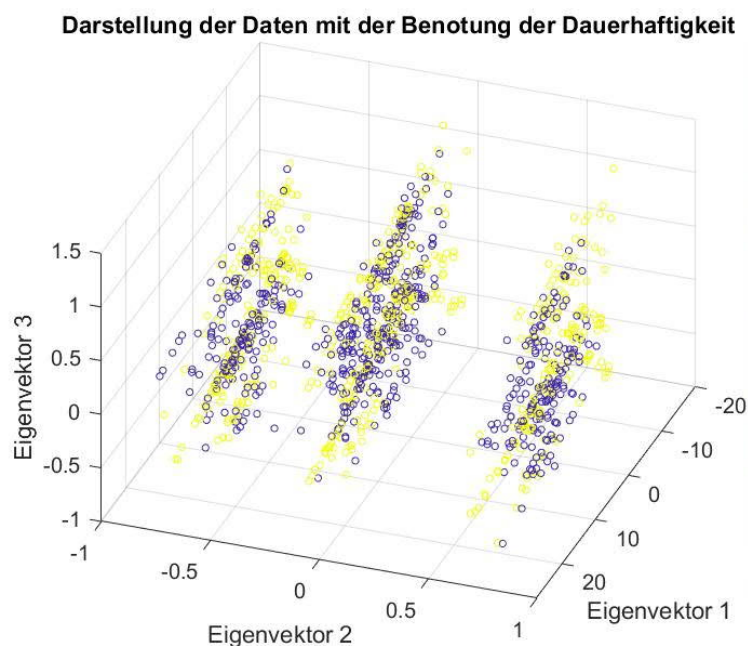
2.3.2.2. Repräsentation der Daten

In den Datengruppen sind die Schäden mit der Note D = 2 und D = 1 überrepräsentiert. Dies macht die o. g. Analyse kritisch und fehlerhaft. Allerdings hat das ML-Modell meistens Fehler bei den direkt benachbarten Klassen gemacht. Die Schadensdaten im Koppelfugenbereich mit der Benotung D= 1 und 2 machen mehr als 90 % der vorhandenen Daten aus, siehe BAST Abb. 2.33.



BASSt Abb. 2.33: Repräsentation der Schadensdaten im Koppelfugenbereich

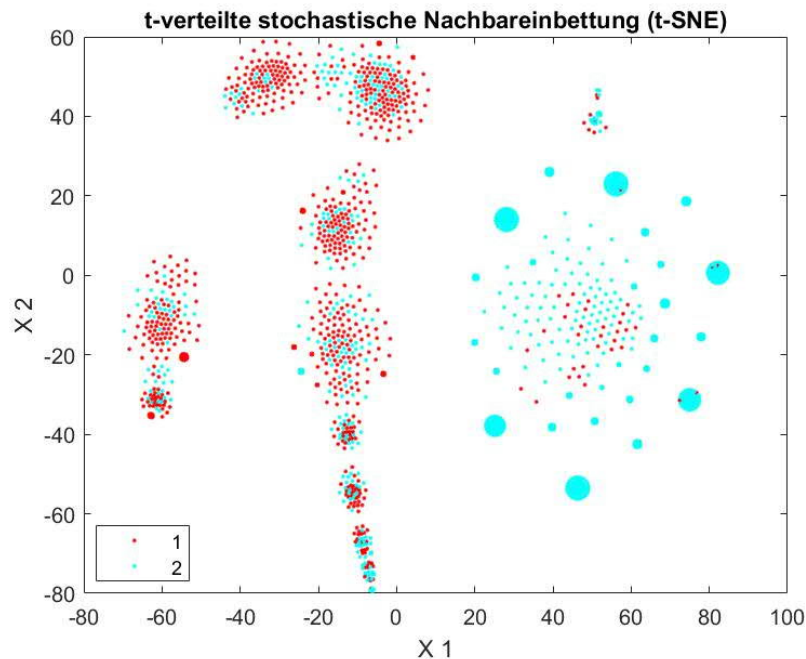
Für eine richtige Aussage sollten die Daten ungefähr gleich repräsentiert werden. Daher werden in diesem Abschnitt nur die Daten der Note $D = 1$ und $D = 2$ verarbeitet. Die Anzahl der Schäden aus der Gruppe $D = 2$ wurde zufällig reduziert, um jeweils 50 % der Datensätze aus jeder Gruppe zu erhalten. Somit kann die Analyse repräsentativer sein. Die oben erläuterte Analyse wurde auch für diese Datengruppen verwendet. In BASSt Abb. 2.34 werden die Eigenvektoren der PCA-Analyse in Abhängigkeit ihrer Benotung [$D = 1$ und $D = 2$] dargestellt. Es zeigt sich, dass die Daten global drei Gruppen bilden.



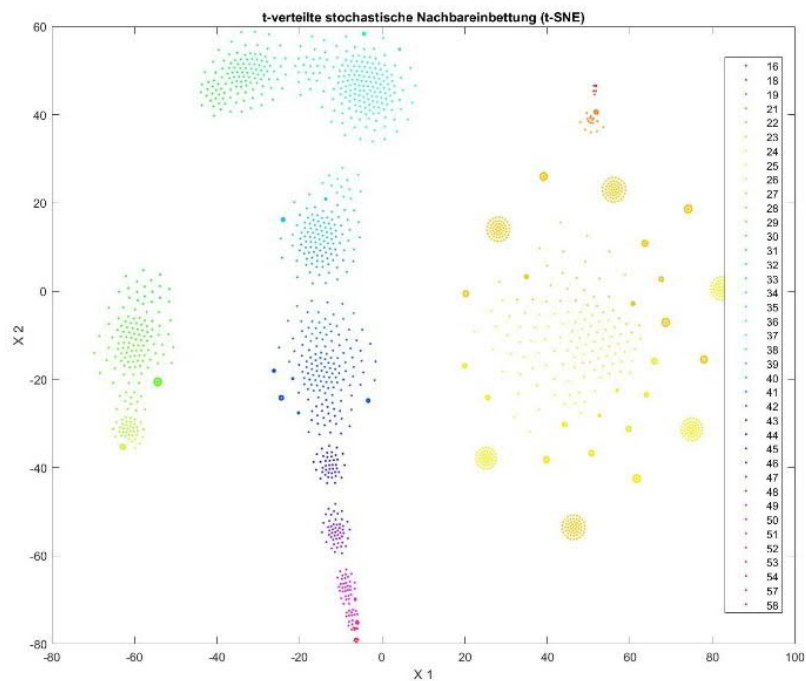
BASSt Abb. 2.34: Darstellung der ersten drei Eigenvektoren der PCA gefärbt nach der Dauerhaftigkeitsbenotung (Blau: $D = 1$, Gelb: $D = 2$)

Im Weiteren wurden die Daten der Benotung $D = 1$ und $D = 2$ mit t-SNE verarbeitet. Es wurde festgestellt, dass die Schäden mit der Benotung $D = 1$ und $D = 2$ tendenziell Inseln in der BASSt Abb. 2.35 darstellen. Dazu wurde festgestellt, dass die Schäden in der Gruppe $D = 2$ meistens im Alter zwischen 23 und 25 Jahre erfasst wurden, siehe BASSt Abb. 2.36. Dazu stellt BASSt Abb. 2.35 dar, dass die Bauwerksprüferinnen und -prüfer meistens ähnliche Entscheidungen

zu einer Dauerhaftigkeitsklasse getroffen haben. Dies lässt sich wahrscheinlich auf die Schadensbilder in ASB-Ing, mit denen die möglichst zu erwartenden Schäden standardisiert bewertet werden können, zurückführen. Aufgrund der Vielfältigkeit der Bauwerke in Bezug auf Material, Konstruktion usw. lassen sich einige Schäden nicht in Schadensbildern wiederfinden. Somit ist eine Entscheidung in Einzelfällen erforderlich. Dies kann zur Streuung in den Daten führen.

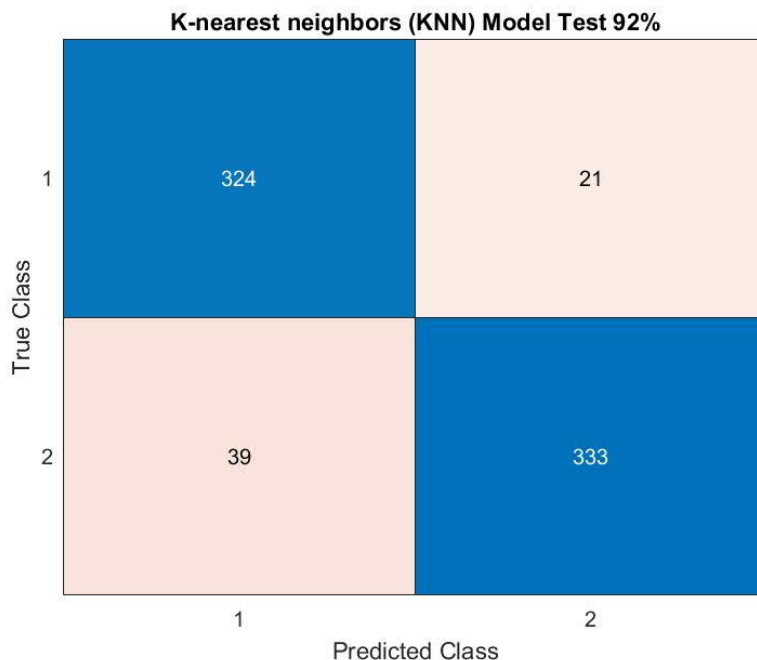


BASSt Abb. 2.35: Darstellung der Ergebnisse der t-SNE Analyse mit ihrer Dauerhaftigkeitsbenotung



BASSt Abb. 2.36: Darstellung der Ergebnisse der t-SNE Analyse mit dem Zeitpunkt des erfassten Schadens

Nachdem festgestellt wurde, dass die Daten eine Struktur bilden, wird ein einfaches maschinelles Lernmodell verwendet, um die Dauerhaftigkeitsbenotung der Schäden zu erkennen. Dafür wird das Lernmodell KNN (k-nearest neighbors) verwendet. KNN ist ein einfacher Algorithmus zur Klassifizierung von Daten in Abhängigkeit von ihren Ähnlichkeiten. Daten, die ähnliche Eigenschaften (Nachbarn) haben, wird der Algorithmus durch die Messung des Abstandes zwischen den Daten in einer Klasse zusammenführen (JABBAR, et al., 2013). Der Algorithmus berechnet den Abstand zwischen einem Datenpunkt und anderen Datenpunkten, und ordnet diese zu einer Klasse, bei der die Anzahl der Nachbarn innerhalb einer Klasse gegenüber denen der anderen Klassen überwiegt (Hanussek, 2019). k steht für die Anzahl der zu betrachtenden Nachbarn. Die Auswahl der zu betrachtenden Nachbarn beeinflusst die Ergebnisse stark. Für den Algorithmus wurde das Optimum $k = 30$ mit Hyperparametern ausgerechnet. Der Begriff Hyperparameter bezeichnet ein Optimierungsverfahren, um die optimale Anzahl an Nachbarn zu ermitteln (HANUSSEK, 2019). Das KNN-Lernmodell konnte die Daten mit einer Genauigkeit von 92 % der richtigen Dauerhaftigkeitsbenotung zuordnen, siehe BAST Abb. 2.37.



BAST Abb. 2.37: Ergebnisse des KNN Modells, oben Validation, unten Test.

Der Algorithmus wurde darüber hinaus mit paarweise unterschiedlichen Gruppen getestet. Die Anzahl der Schäden wurde angepasst, um repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Allerdings macht die starke Reduzierung der Daten die Analyse fehleranfällig. In BAST Tabelle 2.11 sind die Ergebnisse des KNN-Modells dargestellt. Es zeigt sich, dass das ML-Modell beim Test meistens gut abschneidet. Dies deutet grundsätzlich auf einen Zusammenhang zwischen den Daten hin. Die Fehleranfälligkeit aufgrund der zufälligen Reduzierung der Daten ist ebenfalls in BAST Tabelle 2.11 dargestellt. Zellen mit der Farbe Grün sind weniger fehleranfällig als Zellen mit der hellen roten Farbe.

BASt Tabelle 2.11: Ergebnisse der paarweisen betrachteten Gruppen

Gruppe	KNN Test [%]
D0D1	91
D0D2	83
D0D3	100
D0D4	84
D1D2	92
D1D3	89
D1D4	79
D2D3	82
D3D4	51

2.3.3. Grenzen und Möglichkeiten des ML-Modells

Eine allgemeingültige Aussage aus den Daten ist nicht sinnvoll, da die Erfassung von Schäden nach DIN 1076: 1999 in zeitlichen Zyklen von drei bzw. sechs Jahren stattfindet. Dies bedeutet, dass Daten mindestens in einem drei Jahres-Takt gesammelt werden. In der in diesem Beitrag dargestellte Analyse wurde der Zeitpunkt der erfassten Schäden als Indikator angenommen. Somit kann die Aussage über den Zeitpunkt des Auftretens der Schäden eine Ungenauigkeit von bis zu 3 Jahren aufweisen.

Die Untersuchung stellt dar, dass die Daten aus verschiedenen Benotungen eine Struktur aufweisen. Diese Struktur kann für die Benotung von neuen Daten mit Hilfe von ML-Modellen verwendet werden. Die Aussagekraft der Untersuchung ist jedoch mit Fehlern verbunden, da die Daten von unterschiedlichen Bauwerksprüfern und Bauwerksprüferinnen bewertet worden sind. Um aussagekräftige ML-Modelle zu entwickeln, wären Anpassungen am Bewertungsverfahren der *RI-EBW-PRÜF*: 2017 in der *ASB-ING*: 2013 hilfreich. Mit wenigen Schlüsselwörtern zur Bewertung eines Schadens kann die Benotung von Schäden durch Bauwerksprüferinnen und -prüfer mit begrenzten Beschreibungen durchgeführt werden. Dadurch können Lernalgorithmen angelernet werden, die die anhand von Bilddaten von Drohnen oder mittels virtueller Realität erfassten Schäden automatisiert bewerten können.

Die in diesem Beitrag dargestellte Vorgehensweise hat einige Einschränkungen, sodass die Ergebnisse sorgfältig interpretiert werden müssen. Erstens sind die herangezogenen Daten aus SIB-Bauwerke nicht repräsentativ. Schadensdaten im Koppelfugenbereich wurden meistens mit der Dauerhaftigkeitsbenotung von $D = 2$ und $D = 1$ bewertet. Deshalb wurde die Anzahl der Schäden zufällig angepasst, um repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Zweitens sind einige Schäden in der Datenbank nicht vollständig beschrieben.

Die Anwendungen von ML-Algorithmen bei der Bewertung von Schäden anhand von Bild- und Textdaten kann eine neue Möglichkeit zur automatisierten Bewertung von Schäden im Zusammenhang mit der virtuellen Realität oder Drohnenaufnahmen öffnen. Es besteht jedoch weiterer Untersuchungsbedarf, inwieweit sich die Daten anderer Schadenstypen strukturieren und mit ML-Algorithmen anlernen lassen.

Die Verknüpfung von BIM (Building Information Modeling) und AR (Augmented Reality) (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 2020) bietet die Möglichkeit, die Dokumentation der erfassten Schäden digital zu gestalten. Somit kann dieser Ansatz in der Zukunft für die Prüfung von Brücken vor Ort mit intelligenten Tools realisiert werden, die anhand von Angaben bezüglich der Schäden und ihrer Verortung eine Benotung vorschlagen. Hierzu können ML-Algorithmen zum Einsatz kommen. Indem die Daten mit Hilfe von virtueller Realität erfasst,

verortet und beschrieben werden, stellt ML eine Hilfe bei der einheitlichen Benotung der Schäden anhand der angelernten Expertise von Bauwerksprüfingenieurinnen und -prüfern dar.

2.4. Fazit und Ausblick

Ein wesentliches Ziel des Verbundforschungsvorhabens BrAssMan ist, die bisherige Praxis des Bauwerksmanagements anhand einer bestandsübergreifende Datenanalyse (Prognosemodelle, Dauermesssysteme, Kennwerte) zu erweitern und zu ergänzen, um in diesem Zug ein intelligentes Asset Management zu ermöglichen. Dabei sollen datenbasierte Zustandsaussagen auf der Grundlage von Einheitsmodellen, Standardmesssystemen und vergleichenden Kennwerten (KPI) getroffen werden. Zur Entwicklung dieser Modelle, Systeme und Kennwerte wurden die Brückenbauwerke der Bundesfernstraßen hinsichtlich ihrer Baustoffe, Bauarten, Konstruktionen, Dimensionen, Baujahre sowie Verkehrsbelastungen in Bauwerkscluster gegliedert.

Um einen möglichst großen Mehrwert für die Verkehrsinfrastruktur zu schaffen, wurde im AP 1.1 bei der Clusterbildung darauf geachtet, dass es sich um Brückenbauwerke handelt, die eine hohe Kritikalität im Verkehrsnetz besitzen und somit essentiell für die Aufrechterhaltung eines störungsfreien Verkehrsflusses sind. Parallel dazu spiegeln die gewählten Brücken einen wesentlichen Anteil des gesamten Brückenbestandes in ihren Eigenschaften wieder, um die Anwendbarkeit der darauf aufbauenden Ergebnisse, u. a. der Einheitsmodelle, Standardmesssysteme und vergleichenden Kennwerte (KPI), an einer Vielzahl von Bauwerken sicherzustellen.

Die auf Grundlage der Vorauswahl der Landesstraßenbauverwaltungen gebildeten Bauwerkscluster I., III., V. und VI. (Bogenbrücken, Hohlkastenbrücken (spezifisch), Platten- und Plattenbalkenbrücken (spezifisch) sowie Schrägseilbrücken) weisen gute Vergleichsmöglichkeiten sowie eine hohe Relevanz im Netz der Bundesfernstraßen auf und erfüllen somit die Anforderungen, die aus der Zielsetzung des Projekts abgeleitet worden sind. Der weitere Arbeitsschritt, die Auswahl der mit Messtechnik auszurüstenden Bauwerke, wurde durch LAP, RWTH und Wölfel auf Grundlage der empfohlenen Bauwerkscluster durchgeführt.

Die im Projekt entwickelten Zustandskennzahlen (AP 3.3) sollen nicht nur die Substanz der Brückenbauwerke bewerten, sondern auch deren voraussichtliche Zustandsentwicklung berücksichtigen. Hierfür wurde der schädigende Einfluss des Verkehrs auf den Brückenzustand über die Verschneidung von Achslast- und Verkehrszähldaten untersucht. Da die Verkehrszählstellen keine Informationen über die Einwirkungen des Verkehrs, Stauverkehre oder das Aufkommen von maßgebenden Sonderfahrzeugen, bzw. Großraum- und Schwerlasttransporten, liefern, können keine Korrelationen zwischen Verkehrszähldaten und den hergeleiteten charakteristischen Verkehrseinwirkungen, bzw. den daraus abgeleiteten KPI, festgestellt werden. Die charakteristischen Verkehrseinwirkungen sind für jedes Brückenbauwerk individuell anhand des vorhandenen (Stau-)Verkehrs herzuleiten.

Um dennoch flächendeckende, historisierte Verkehrseinwirkungen zur Entwicklung der Zustandskennzahlen berücksichtigen zu können, wurden die Verkehrsstärke [Kfz/24 h] und das Transportaufkommen [Mio. t. p. a.] von Zählstellen verwendet (FITSCHEN; NORDMANN, 2021) (BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR, 2022). Aktuelle Verkehrseinwirkungen werden ebenfalls über Zählstellen (BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN, 2022) oder über die Messungen am Bauwerk angenähert. Die Entwicklung des Verkehrs wurde bereits in mehreren Studien prognostiziert. Darunter zählen die Verkehrsverflechtungsprognosen für die Jahre 2025 (BVU BERATERGRUPPE VERKEHR+UMWELT GMBH; INTRAPLAN CONSULT GMBH, 2007) und 2030 (M. SCHUBERT, et al., 2014) mit verschiedenen Szenarien, sowie der Bundeverkehrswegeplan 2016 (BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR, 2016). Alle Studien gehen

von einem steigenden Verkehrsaufkommen aus. Um verschiedene Entwicklungen berücksichtigen zu können wurden für die Ermittlung des voraussichtlichen Bauwerkszustands verschiedene Szenarien auf Grundlage der Prognosen erstellt.

Zur Beurteilung der Schäden an den untersuchten Schwachstellen hinsichtlich des Versagensrisikos der Schwachstellen, wurde ein Risikomanagementkonzept entwickelt, welches die am Bauwerk gemessenen Werte einbezieht. Die Einflussfaktoren auf die Versagenswahrscheinlichkeit und die Versagensfolge wurden beschrieben und für jedes Cluster einzeln betrachtet. Darauf aufbauend wurde untersucht, wie die Risiken, die von den Bauteilen ausgehen, bei der Bildung der KPI berücksichtigt werden können. Das Konzept bietet eine gute Grundlage, um für konkrete Bauwerke innerhalb der Cluster ein auf messdatenbasiertes Risikomanagement zu entwickeln.

Auf Grundlage von Bestandsdaten aus Bauwerksprüfungen wurden datenbasierte Zustandsmodelle am Beispiel der Dauerhaftigkeit von Koppelfugen entwickelt. Aus den Daten konnte eine Struktur abgeleitet werden, sodass ein KI-Algorithmus die Benotung der Dauerhaftigkeit von Koppelfugen erlernen konnte. Da die Daten teilweise nur eine unvollständige Beschreibung der Schäden enthielten, die Schäden nur im Zyklus der Bauwerksprüfungen erfasst werden und die vorhandene Benotung durch unterschiedliche Bauwerksprüferinnen und -prüfer erfolgt ist, ist die Qualität der Datengrundlage gemindert. Zur Entwicklung aussagefähigerer KI-Modelle sind Anpassungen am Bewertungsverfahren der RI-EBW-PRÜF in ASB-Ing sinnvoll.

2.3.2 Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Der voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse dieses Projekts im Bereich der digitalen Zustandserfassung, -bewertung und -prognose von Brückenbauwerken sowie der Teilautomatisierung des Erhaltungsmanagements können einen bedeutenden Fortschritt für den Brückenbau und -erhalt darstellen. Durch die Auswertung von am Bauwerk gemessenen Daten kann das tatsächliche Tragverhalten des Bauwerks bei der Zustandsbewertung berücksichtigt werden und somit können die notwendigen Maßnahmen wirtschaftlicher durchgeführt werden. Die Projektergebnisse wurden auf Fachtagungen in Form von Veröffentlichungen und Vorträgen mit der Fachwelt geteilt und diskutiert.

Die Weiterentwicklung bestehender Forschungsansätze auf Grundlage von ML (maschinelles Lernen) kann zu fortschrittlicheren und genaueren Methoden führen, um den Zustand von Brückenbauwerken zu bewerten und potenzielle Probleme frühzeitig zu erkennen. Dies wurde durch die BASt anhand von Bestandsdaten für die Zustandsbewertung vorangetrieben.

Die Nutzung von Bestandsdaten in neuartigen Anwendungsfeldern (z. B. ML, datenwissenschaftliche Ansätze) eröffnet innovative Möglichkeiten. Diese könnten beispielsweise die Identifizierung von Trends in der Brücken(-zustands-)entwicklung, die Optimierung von Erhaltungsplänen oder die Planung von gezielten Modernisierungsmaßnahmen umfassen.

2.4 Leonhardt, Andrä und Partner Beratende Ingenieure VBI AG

Feingliederung des Beitrags von LAP

Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Erzielte Arbeitsergebnisse

1. AP1: Modelloptimierung
 - 1.1. Definition Cluster
 - 1.2. Erarbeitung der Modelle
 - 1.3. Definition Grenzwerte
2. AP2: Modellkonzeptoptimierung
 - 2.1. Definition Messkonzept
 - 2.2. KI/ Messkonzeptoptimierung
3. AP3: KPI Optimierung
 - 3.1. Erarbeitung KPI Massivbau
 - 3.1.1. Schädigungsgrad Vergangenheit
 - 3.1.2. Schädigungsgrad Messung
 - 3.1.3. Schädigungsgrad Zukunft (Prognose)
 - 3.2. Verknüpfung numerisches Modell mit Messergebnissen – Schwingungssensoren
 - 3.3. Verknüpfung mit Modellen und Anwendungsgrenzen
 - 3.4. Übertragbarkeit der Messergebnisse

Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Im Rahmen des Gesamtvorhabens BrAssMan führte LAP als spezialisiertes Ingenieurbüro für Ingenieurbauplanungen Risiko- und Schwachstellenanalysen an bestehenden Bauwerken durch. Durch die Bildung entsprechender Bauwerksgruppen und Cluster sowie die Entwicklung von Finite-Elemente-Berechnungsmodellen wurden Grenzwerte festgelegt und als Key Performance Indicators abgeleitet. Zur fortlaufenden Überwachung der Grenzwerte wurden Monitoringkonzepte entwickelt und kontinuierlich optimiert. Zusätzlich wurden die KPIs aktualisiert und die Monitoringkonzepte in Bezug auf ihren Umfang sowie unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten optimiert.

2.4.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Abschnittsweise hergestellte Spannbetonbrücken weisen insbesondere im Bereich der Koppelfugen mögliche Schwachstellen in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit auf. Die Ursache des Defizits beruht sowohl auf materialtechnologischen als auch auf systematischen Fehlern in der damaligen Berechnung von Spannbetonbrücken. Aus materialtechnologischer Sicht sind hier insbesondere zwei Faktoren zu nennen:

- Höhere lokale Spannkraftverluste der Vorspannung aufgrund der lokalen Querschnittsvergrößerung an der Koppelstelle
- Verminderter Ermüdungswiderstand der Koppelanker

Hinzu kommen rechnerische Ungenauigkeiten, welche aus den damaligen Bemessungsvorschriften (ZILCH ET AL., 2009) folgen. Zum einen wurde hierbei Bauzustände nicht ausreichend genau erfasst und zum anderen die ungleichmäßige Erwärmung der Querschnitte vernachlässigt. Beide Punkte beeinflussen wesentlich den Rissbildungszustand im Bauteil an der Koppelfuge und somit die Zunahme der Schädigungsrate.

Die Untersuchung der Rissdoppelamplitude beruht auf einem direkten Zusammenhang zwischen der Messgröße, der Rissdoppelamplitude, und der Spannungsschwingbreite im Spannstahl, welche die Zunahme der Schädigung bestimmt. Dabei wird der technische Stand nach (ZILCH ET AL., 2009) zur Messung der Rissdoppelamplitude auf die hier vorhandene Problemstellung angewandt. Der direkte Zusammenhang zwischen beiden Größen kann über eine Kalibrierung mit einem Fahrzeug hergestellt werden.

Die Spannungsschwingbreite im Querschnitt ist wesentlich vom Rissbildungszustand abhängig, welcher sich aus den ständig wirksamen Einwirkungen (Grundmoment aus ständigen Lasten, Vorspannung, Kriechen + Schwinden, Temperatur und Setzungen) und den veränderlichen Verkehrsbelastungen einstellt. Verbleibt der Querschnitt im ungerissenen Zustand I, stellen sich geringe Spannungsschwingbreiten im Spannstahl ein, welche mit einer entsprechend geringen Zunahme der Schädigungsgrade einhergehen. Kommt es infolge der Überfahrt des Verkehrs zum Wechsel zwischen dem ungerissenen Zustand I und dem gerissenen Zustand II, treten entsprechend höhere Spannungsschwingbreiten und eine erhöhte Schädigungsrate auf.

Zur Bestimmung der Schädigungszunahme vom jetzigen Ist-Zustand aus, sind der vertikale Temperaturgradient, die maximalen und minimalen Biegemomente aus den Verkehrslasten sowie die Häufigkeiten der zugehörigen Überfahrten von Bedeutung. Weitere Einflussgrößen (Eigengewicht, Ausbaulasten) sind hinreichend genau bekannt oder sind nach einer gewissen Lebensdauer des Bauwerks lediglich zu einem geringen Teil wirksam (Setzungsschnittgrößen).

Der Einfluss der Temperatur auf die Spannungsschwingbreite üblicher Spannbetonbrücken wird durch den linear-veränderlicher Temperaturanteil bestimmt. Entsprechend sind die Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite des Querschnitts durch Sensoren in der Fahrbahnplatte und der Bodenplatte des Hohlkastens zu erfassen.

Die tatsächliche Bauteilsteifigkeit kann über Beschleunigungsmessungen erfasst werden. Grundsätzlich können sämtliche Teilschwingungen eines linearen, schwingungsfähigen Bauteils durch eine gewichtete Summe der Eigenformen des Bauteils beschrieben werden. Im Umkehrschluss bedeutet dieser Zusammenhang, dass die Eigenfrequenzen der maßgebenden Eigenformen auch im Zeitverlauf der Beschleunigungsmessungen auftreten müssen. Für die Bestimmung der maßgebenden Eigenfrequenzen eines Bauteils ist dabei der freie Ausschwingvorgang von Interesse, da hier keine Beeinflussung des Zeitsignals durch quasi-periodische Einwirkungen aus den Verkehrslasten vorliegt. Beim freien Ausschwingvorgang bestimmen ausschließlich die Eigenformen und die zugehörigen Eigenfrequenzen den Zeitverlauf der Schwingung.

Somit werden bestimmte Zeitausschnitte aus dem gesamten Zeitverlauf der Messung herausgetrennt, in welchen ein freies Ausschwingungsverhalten („Ambient Window“) vorliegt (F. NEITZEL, W. SCHWARZ, 2017). Diese freien Schwingungen werden visuell identifiziert und anschließend mit der „Fast-Fourier-Transformation“ in den Frequenzbereich transformiert.

Damit sind dann die tatsächlichen Bauteilfrequenzen bekannt und eine Anpassung der Bauteilsteifigkeit im numerischen Modell ist möglich.

2.4.2 Erzielte Arbeitsergebnisse

1. AP1: Modelloptimierung

1.1. Definition Cluster

LAP konzentrierte sich auf Hohlkastenbrücken im Cluster 1. In einem ersten Schritt wurde bei der Clusterung der Baustoff *Spannbeton* und das statische Systems *Mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung* berücksichtigt. Von den zur Verfügung gestellten Teilbauwerken aus der Vorauswahl der assoziierten Partner des Projektes, Straßen.NRW und dem Landesbetrieb Mobilität (LBM) Rheinland-Pfalz, erfüllen 41 Teilbauwerke (Anmerkung: BAST-Daten 40) dieses Kriterium.

Mit Bezug auf typische Defizite, insbesondere im Hinblick auf die Ermüdung an Koppelfugen, wurden weitere Kriterien ergänzt und ein Bauwerkscluster *Hohlkastenbrücken (spezifisch)* definiert. Unter den 41 zur Verfügung gestellten Brückenbauwerken erfüllen 39 Teilbauwerke das Kriterium mindestens eine Koppelfuge zu besitzen. Als weiteres Kriterium wurde die Verkehrsbeanspruchung, welche als zyklische Beanspruchung in Kombination mit der Häufigkeit (Verkehrsmenge) und Größenordnung der Last (Achslast) entscheidend zur Materialermüdung beiträgt, mit einem DTV-SV von mehr als 8000 Fahrzeugen (Fz) festgelegt. Zudem wurde der Fokus mit Bezug zur Normenfortschreibung und der Einführung der ZTV-K

80 im Jahre 1980, ab der fortan 30% der Spannglieder in der Koppelfuge ungekoppelt durchzuführen waren, auf die Brücken, die vor 1980 errichtet worden sind, gelegt. Unter Berücksichtigung dieser drei Kriterien (Baujahr ≤ 1980 , DTV-SV ≥ 8000 Fz, Koppelfuge vorhanden) verbleiben 21 (Anmerkung: BAST-Daten 20) der 41 Teilbauwerke der mehrfeldrigen Hohlkastenbrücken aus Spannbeton.

Die 21 Teilbauwerke setzen sich aus insgesamt sechs Brückenbauwerke, die alle vom LBM Rheinland-Pfalz, Autobahnamt Montabaur, betrieben werden, zusammen.

LAP Tabelle 1: Hohlkastenbrücken (spezifisch)

Bauwerksname	Bauwerks-Nr.	Teilbauwerks-Nr.	Amt	Baujahr	Querschnitt Überbau	Bauverfahren Überbau	Max. Stützweite
Wiedbachtalbrücke	5310561	5310561_2	Montabaur	1974	Einzelliger Hohlkasten, begehrbar	Abschnittsweise längsverschoben	32,77
AHR TALBR.	5408609	5408609_A1	Montabaur	1976	Einzelliger Hohlkasten, begehrbar	Mittels Hilfsstützen hergestellt	106,00
		5408609_A2	Montabaur	1976			106,00
		5408609_B1	Montabaur	1976			65,00
		5408609_B2	Montabaur	1976			65,00
BROHL TALBRÜCKE	5509542	5509542_1	Montabaur	1975	Überbau als Hohlkasten	Abschnittsweise längsverschoben	70,00
		5509542_2	Montabaur	1975			70,00
RHEINBR. BENDORF	5511515	5511515_A1	Montabaur	1965	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Freivorbau	94,00
		5511515_A2	Montabaur	1965			94,00
		5511515_B1	Montabaur	1965			208,00
		5511515_B2	Montabaur	1965			208,00
Talbrücke Alzey	6214541	6214541_1	Montabaur	1975	Mehrzelliger Hohlkasten (2-kammer), begehrbar	Mittels Hilfsstützen hergestellt	37,50
		6214541_2	Montabaur	1975			37,50
Talbrücke Pfeddersheim	6315537	6315537_A1	Montabaur	1975	Mehrzelliger Hohlkasten (2-zellig), begehrbar	Mittels Hilfsstützen hergestellt	45,00
		6315537_A2	Montabaur	1975			45,00
		6315537_B1	Montabaur	1975			45,00
		6315537_B2	Montabaur	1975			45,00
		6315537_C1	Montabaur	1975			45,00
		6315537_C2	Montabaur	1975			45,00
		6315537_D1	Montabaur	1975			45,00
		6315537_D2	Montabaur	1975			45,00

Für die Wiedbachtalbrücke und Rheinbrücke Bendorf werden bereits Ersatzneubauten geplant. In den Stammdaten finden sich für die Wiedbachtalbrücke widersprüchliche Aussagen zur Materialität aus Spannbeton. Die Überbauten der Rheinbrücke Bendorf sind als einzige Brücke dieses Clusters im Freivorbau hergestellt, was aufgrund der unterschiedlichen Spanngliedführung und Örtlichkeiten der Koppelfugen im Längssystem im Vergleich zu den

anderen Bauverfahren eine schlechte Übertragbarkeit nach sich zieht. Aus den genannten Gründen werden diese Bauwerke nicht weiter betrachtet.

Bei der Talbrücke Pfeddersheim wurde hinsichtlich des Status der Koppelfuge, welche bei Bauwerke, die vor 1980 errichtet wurden, durch den Nachweis nach der BAST- Handlungsanweisung überprüft und eine Ertüchtigung durchgeführt. Aus LANDESBETRIEB RHEINLAND-PFALZ (O. J) geht hervor, dass 2013 und 2014 als Verstärkungsmaßnahme zusätzliche externe Spannglieder in den Hohlkasten der Brücke eingebaut wurden. In der Brücke wurde spannungsrissskorrosions-gefährdeter Spannstahl verbaut. Es konnte jedoch eine ausreichendes Ankündigungsverhalten nachgewiesen werden.

Bei der Ahrtalbrücke und Talbrücke Alzey war gemäß Nachrechnung der Koppelfugen keine Ertüchtigung erforderlich. Für die Brohltalbrücke wurde hinsichtlich des Status der Koppelfuge keine separate Nachrechnung durchgeführt. Eine Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie unter dem Ziellastniveau LM1 nach DIN-FACHBERICHT 101 (2009) ergab für die Ahrtalbrücke eine Restnutzungsdauer bis 2032 und für die Talbrücke Alzey eine Restnutzungsdauer bis 2033.

Die Brohltalbrücke wurde mit dem Ziellastniveau BK 60/30 nach DIN 1072 (1988) nachgerechnet und ergab, dass keine Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind.

Das Bauwerkscluster (Hohlkasten spezifisch) schließt mit dem Auswahlkriterium des Baujahres folgende Bauwerke zunächst aus der Vorauswahl der assoziierten Partner aus:

LAP Tabelle 2: Hohlkastenbrücken – Spannbeton – KF vorh. – Baujahr ab 1980

Bauwerksname	Bauwerks-Nr.	Teilbauwerks-Nr.	Amt	Baujahr	Querschnitt Überbau	Bauverfahren Überbau	Max. Stützweite
Niederrheinbrücke Wesel/ Linksrheinische Vorlandbrücke	4305553	4305553_A	Mönchengladbach	2009	Mehrzelliger Hohlkasten, begebar	Abschnittsweise längsverschoben	64,54
Fossa Eugeniana	4405542	4405542_0	Mönchengladbach	1985	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Auf Traggerüst hergestellt	36,25
A1 / K31+Liedbachtal/A1/K31+Liedbachtal	4411901	4411901_2	Hamm	1984	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Abschnittsweise längsverschoben	37,46
		4411901_5	Hamm	1984	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Abschnittsweise längsverschoben	37,46
BIEWERTALBRÜCKE	6205752	6205752_A1	Montabaur	1981	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Abschnittsweise längsverschoben	50,00
TALBRÜCKE WEINHEIM	6214569	6214569_1	Montabaur	1981	Einzelliger Hohlkasten, begebar	Mittels Hilfsstützen hergestellt	39,50
		6214569_2	Montabaur	1981	Einzelliger Hohlkasten, begebar	Mittels Hilfsstützen hergestellt	39,50
SCHWARZBACHTALB RÜCKE	6711674	6711674_0	Montabaur	1981	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Abschnittsweise längsverschoben	57,37

Für die Brücke „A1 / K31+Liedbachtal/A1/K31+Liedbachtal“, welche mit dem Taktschiebeverfahren hergestellt wurde, ist ein Ersatzneubau in Planung.

Die Nachrechnung gemäß Nachrechnungsrichtlinie ergab für die Biewertalbrücke, dass keine Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind und eine vorläufige Restnutzungsdauer bis 2032 besteht. Für Talbrücke Weinheim wurden ebenfalls Nachrechnungen durchgeführt mit dem Ergebnis, dass für das Teilbauwerk 1 noch Ertüchtigungsmaßnahmen zu planen sind, wohingegen für das Teilbauwerk 2 keine Ertüchtigungsmaßnahmen erforderlich sind.

Bei den Brücken Biewertalbrücke, Talbrücke Weinheim und der Schwarztalbrücke wurden spannungsrissskorrosions-gefährdeter Spannstahl verwendet und das Ankündigungsverhalten nicht untersucht. Bei der Schwarzbachtalbrücke wurde der Überbau erneuert LANDESBETRIEB RHEINLAND-PFALZ, (0. J.)

Zusätzlich zum Kriterium des Baujahres, welches nach 1980 liegt, liegt bei der Biewertalbrücke, Talbrücke Weinheim und der Schwarztalbrücke die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerlastverkehrs DTV-SV deutlich unter den geforderten 8000 Fahrzeugen.

LAP Tabelle 3: DTV-SV der Hohlkastenbrücken – Spannbeton – KF vorh. – Baujahr ab 1980

Bauwerksname	Bauwerks-Nr.	Teilbauwerks-Nr.	Verkehrsprognose für die Nachrechnung (Anteil DTV - SV)	Durchschnittliche tägliche Verkehrsmenge (DTV)
Niederrheinbrücke Wesel/ Linksrheinische Vorlandbrücke	4305553	4305553_A	-	-
Fossa Eugenia	4405542	4405542_0	-	-
A1 / K31+Liedbachtal/A1/K31+Liedbachtal	4411901	4411901_2	-	-
		4411901_5	-	-
BIEWERTALBRÜCKE	6205752	6205752_A1	14%	20148
TALBRÜCKE WEINHEIM	6214569	6214569_1	13%	26187
		6214569_2	13%	26187
SCHWARZBACHTALBRÜCKE	6711674	6711674_0	10%	6684

Das Kriterium, das der DTV-SV über 8000 Fahrzeuge betragen soll, schließt im weiteren folgende Brücken, die die Bundesstraßen des LBM Cochem-Koblenz überführen, aus.

LAP Tabelle 4: Hohlkastenbrücken – Spannbeton – KF vorh. – DTV-SV unter 8000 Fz

Bauwerksname	Bauwerks-Nr.	Teilbauwerks-Nr.	Amt	Baujahr	Querschnitt Überbau	Bauverfahren Überbau	Max. Stützweite
B 009, Unkelstein-Viadukt	5309827	5309827_A	Koblenz	1957	Mehrzelliger Hohlkasten, bekriechbar	Sonstiges Bauverfahren	40,00
B412, TALBRÜCKE WEHR	5509561	5509561_0	Koblenz	1976	Überbau als Hohlkasten	Abschnittsweise längsverschoben	39,50
B 009, Umgeh. Andernach, Krahenbergbrücke	5510515	5510515_B	Koblenz	1964	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Mittels Hilfsstützen hergestellt	31,75
		5510515_C	Koblenz	1964	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Mittels Hilfsstützen hergestellt	31,75
		5510515_D	Koblenz	1964	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Mittels Hilfsstützen hergestellt	31,75
		5510515_E	Koblenz	1964	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Mittels Hilfsstützen hergestellt	31,75
		5611584_C	Koblenz	1974	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Auf Traggerüst hergestellt	26,74
B 327, HOCHSTRASSE OBERWERTH	5611584	5611584_E	Koblenz	1974	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Auf Traggerüst hergestellt	36,52
B 327, HANGBRÜCKE LAUBACHTAL	5611585	5611585_0	Koblenz	1974	Überbau als Hohlkasten (zweizellig)	Auf Traggerüst hergestellt	42,25
B 260 ALLERHEILIGENB.BR.	5611731	5611731_A	Koblenz	1977	Überbau als Hohlkasten (einteilig)	Auf Traggerüst hergestellt	42,25

Für die Brücke B 009, Unkelstein-Viadukt ist bereits ein Ersatzneubau in Planung. „Die Brücke hat umfangreiche Beton- und Korrosionsschäden an Bewehrung und Geländer und baubedingte Defizite an den Koppelfugen.“, LANDESBETRIEB RHEINLAND-PFALZ, (0. J.). Der Status der Koppelfugen ergibt für alle sechs Bauwerke, dass keine Ertüchtigung gemäß Nachrechnung erforderlich ist.

Die Nachrechnung der Talbrücke Wehr ergab eine Einstufung in die Nachweisklasse B ohne Einschränkungen in der Restnutzungsdauer. Die Nachrechnung der Hangbrücke Laubachtal ergab eine Einstufung in die Nachweisklasse C mit beschränkter Restnutzungsdauer bis 2035 und die Nachrechnung der B 260 ALLERHEILIGENB.BR. die Nachweisklasse C mit beschränkter Restnutzungsdauer bis 2036. Für das Teilbauwerk E der Hochstraße Oberwerth wurde gemäß Übersichtsblatt ebenfalls eine Einstufung in die Nachweisklasse C mit einer Restnutzungsdauer bis 2036 durchgeführt (Anmerkung: Angabe stimmt nicht mit den Stammdaten überein!) Für das Teilbauwerk C der Hochstraße Oberwerth und der Krahenbergbrücke ist eine Nachrechnung geplant.

Um die Übertragbarkeit und Ergebnisverwertung der Daten eines standardisierten Messsystems in Bezug auf zukünftige Neubauten und die Erarbeitung von Prognosemodellen zu gewährleisten, ist es erforderlich, neben den vor 1980 errichteten Brückenbauwerken und den damit verbundenen konstruktiven Schwächen der Koppelfugen, die Brückenbauwerke, welche nach 1980 errichtet wurden, ebenfalls in Betracht zu ziehen. Unter Berücksichtigung dieses Aspektes und dem Bauverfahren Herstellung auf Traggerüst bzw. mittels Hilfsstützen wurde die Talbrücke Weinheim in die nähere Auswahl hinzugezogen.

Abschließend wurden für folgende Brücken die Bestandsunterlagen gesichtet. In der folgenden Tabelle bedeuten die grünen Einträge, dass die Informationen vorlagen, bei den roten Einträgen lagen entsprechend keine Angaben vor.

Sichtung der Bestandsunterlagen

Im Wesentlichen wurden die wichtigsten Unterlagen, wie Schal-, Spannglied-, Bewehrungspläne und die Bestandsstatik, der nachfolgen Brücken als Mikrofilm-Dateien in pdf.-Format zur Verfügung gestellt.

LAP Tabelle 5.1: Sichtung der Bestandsunterlagen

Bauwerk	Koppelfugen-kriterium	Baujahr	Schwerverkehr-kriterium	Bauverfahren
Talbrücke Alzey		1975		Hilfsstützen
Talbrücke Pfeddersheim		1975		Hilfsstützen
Ahrtalbrücke		1976		Hilfsstützen
Hochstraße Oberwerth		1974		Traggerüst
Hangbrücke Laubachtal		1974		Traggerüst
Allerheiligenbrücke		1977		Traggerüst
Talbrücke Weinheim		1981		Hilfsstützen

LAP Tabelle 5.2: Übergebene Bauwerksdokumente

Vorhandene Unterlagen										
Bauwerk	Prüf-berichte	Schaden-historie	Zustands-berichte	Bauwerks-buch	Übersichts-pläne	Schal-pläne	Bewehrungs-pläne	Spannglied-pläne	Bestands-statik	Nachrechnungsstatik/Ergebnisse im Detail
Talbrücke Alzey										
Talbrücke Pfeddersheim					ext. Vorspannung					
Ahrtalbrücke										
Hochstrasse Oberwerth										
Hangbrücke Laubachtal										
Allerheiligenberg-Brücke										
Talbrücke Weinheim										

vorhanden nicht vorhanden

LAP Tabelle 6: Status der Nachrechnung

Bauwerksname	Bauwerks-Nr.	Teilbauwerks-Nr.	Amt	Baujahr	Status der Nachrechnung
Talbrücke Alzey	6214541	6214541_1 (FR Nord)	Montabaur	1975	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich Nachweisklasse C; Restnutzungsdauer 2033
		6214541_2 (FR Süd)	Montabaur	1975	
		6315537_A1 (FR KO)	Montabaur	1975	
Talbrücke Pfeddersheim	6315537	6315537_A2 (FR LU)	Montabaur	1975	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich Nachweisklasse A
		6315537_B1 (FR KO)	Montabaur	1975	
		6315537_B2 (FR LU)	Montabaur	1975	
		6315537_C1 (FR KO)	Montabaur	1975	
		6315537_C2 (FR LU)	Montabaur	1975	
		6315537_D1 (FR KO)	Montabaur	1975	
		6315537_D2 (FR LU)	Montabaur	1975	
AHR TALBR.	5408609	5408609_A1 (FR Köln)	Montabaur	1976	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich Nachweisklasse C; Restnutzungsdauer 2032
		5408609_A2 (FR Koblenz)	Montabaur	1976	
		5408609_B1 (FR Köln)	Montabaur	1976	
		5408609_B2 (FR Koblenz)	Montabaur	1976	
B 327, HOCHSTRASSE OBERWERTH	5611584	5611584_C (Ast B9 - S)	Koblenz	1974	Nachrechnung geplant
		5611584_E (Ast R - N)	Koblenz	1974	Nachrechnung geplant*
					*laut Übersichtsblatt NR-Klasse C, NR Nutzungsdauer 2036
B 327, HANGBRÜCKE LAUBACHTAL	5611585	5611585_0	Koblenz	1974	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich NR-Klasse C -> eine Restnutzungsdauer bis 2035
B 260 ALLERHEILIGENB.BR.	5611731	5611731_A	Koblenz	1977	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich NR-Klasse C -> eine Restnutzungsdauer bis 2036
TALBRÜCKE WEINHEIM	6214569	6214569_1 (FR MZ)	Montabaur	1981	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme noch nicht geplant
		6214569_2 (FR KL)	Montabaur	1981	Nachrechnung durchgeführt - Ertüchtigungsmaßnahme nicht erforderlich

Aus den Stammdaten und den Übersichtsblättern der Brücken des Amtes Montabaur geht hervor, dass die meisten Brückenbauwerke bereits gemäß der Nachrechnungsrichtlinie nachgerechnet und in eine Nachweisklasse eingestuft wurden.

Auswahl der fünf vorzugsweise mit Messtechnik auszurüstenden Brückenbauwerke

Die fünf in der Tabelle grün hinterlegten Bauwerke werden für die engere Auswahl der mit Messtechnik auszurüstenden Bauwerke bevorzugt.

LAP Tabelle 7: Bevorzugte Brückenauswahl

Nr.	Bauwerksname	Teilbauwerks-Nr.	Amt	Baujahr	Gesamt-länge	Anzahl Felde	Max. Stützweite	Querschnitt Überbau	Konstruktionshöhe [m]	Querschnittsbreite [m]
1	Talbrücke Alzey	6214541_1 (FR Nord)	Montabaur	1975	549.7	15	37.50	Zweizellige r Hohlkasten	2.2	14,8 ... 18,25 (Aufweitung A0 bis A2)
		6214541_2 (FR Süd)	Montabaur	1975	549.7	15	37.50		2.2	15.4
2	Talbrücke Pfeddersheim	6315537_A1 (FR KO)	Montabaur	1975	208.7	5	45.00	Zweizellige r Hohlkasten	2,7 ... 2,75	14,9 ... 16,4
		6315537_A2 (FR LU)	Montabaur	1975	208.7	5	45.00		2,7 ... 2,75	15,5 ... 17,0
		6315537_B1 (FR KO)	Montabaur	1975	437	10	45.00		2.7	14.9
		6315537_B2 (FR LU)	Montabaur	1975	437	10	45.00		2.7	15.5
		6315537_C1 (FR KO)	Montabaur	1975	344.7	8	45.00		2.7	14.9
		6315537_C2 (FR LU)	Montabaur	1975	344.7	8	45.00		2.7	15.5
		6315537_D1 (FR KO)	Montabaur	1975	481	11	45.00		2,7 ... 2,75	14,9 ... 16,4
		6315537_D2 (FR LU)	Montabaur	1975	481	11	45.00		2,7 ... 2,75	15,5 ... 17,0
3	AHR TALBR.	5408609_A1 (FR Köln)	Montabaur	1976	910.2	11	106.00	Einzellige r Hohlkasten	5.5	14.7
		5408609_A2 (FR Koblenz)	Montabaur	1976	910.2	11	106.00		5.5	15.1
		5408609_B1 (FR Köln)	Montabaur	1976	611	11	65.00		4	14.7
		5408609_B2 (FR Koblenz)	Montabaur	1976	611	11	65.00		4	15.1
	HOCHSTRASSE OBERWERTH	5611584_C (Ast B9 - S)	Koblenz	1974	74.56	3	26.74	Einzelliger Hohlkasten	1.8	8.8
		5611584_E (Ast R - N)	Koblenz	1974	354.39	11	36.52	Zweizelliger Hohlkasten	1.8	15,05 ... 16,4
	HANGBRÜCKE LAUBACHTAL	5611585_0	Koblenz	1974	543	13	42.25	Zweizellige r Hohlkasten	2.75	21,3 ... ca. 30,45 (BA13 ? Statik: 32,31)
4	ALLERHEILIGENB.BR.	5611731_A	Koblenz	1977	501.5	12	42.25	Einzellige r Hohlkasten	2.5	11.3
5	TALBRÜCKE WEINHEIM	6214569_1 (FR MZ)	Montabaur	1981	1249.5	33	39.50	Einzellige r Hohlkasten	2.8	13.45
		6214569_2 (FR KL)	Montabaur	1981	1249.5	33	39.50	Einzellige r Hohlkasten	2.8	12.85

Hierbei liegen folgende Gedankengänge zugrunde: Hinsichtlich der Übertragbarkeit von Messergebnissen auf statischen Modellen sind insbesondere einfache statische Systeme im Längssystem mit geringen Grundrisskrümmungen sowie symmetrische Querschnitte zu bevorzugen. Zweizellige Hohlkastenquerschnitte lassen hinsichtlich der Profilverformung aus asymmetrische Last und der weiteren inneren stat. Unbestimmtheit durch den dritten Steg im Vergleich zum einzelligen Hohlkasten ebenfalls eine schwierigere Vergleichbarkeit zwischen den Messergebnissen und dem statischen Modell erwarten. Aufgrund des hohen Vorkommens beider Querschnittsformen im Brückenbestand, ist es wichtig, beide Querschnittstypen zu betrachten und die Evidenz zukünftiger Messergebnisse an der gleichen Querschnittsform und vergleichbaren statischen Systemen (u.a. mit ähnlichen Feldlängen) zu untersuchen.

Die ersten drei Brücken weisen einen hohen Schwerverkehrsanteil (DTV-SV > 8000 Fz) auf und haben damit ein wichtiges Kriterium gemein, da der Schwerverkehr als zyklische Beanspruchung in Kombination mit der Häufigkeit (Verkehrsmenge) und Größenordnung der Last (Achslast) entscheidend zur Materialermüdung beiträgt. Die Talbrücke Pfeddersheim wurde bereits im Jahre 2014 mit einer externen Vorspannung verstärkt. Sie hat jedoch im Vergleich zur Talbrücke Alzey ebenfalls einen zweizelligen Hohlkastenquerschnitt und

ähnliche Spannweiten zu verzeichnen. Die Ahrtalbrücke besitzt hingegen einen einzelligen Hohlkastenquerschnitt und etwas größere Spannweiten.

Als weiteren einzelligen Hohlkastenquerschnitt mit einem geringeren Schwerverkehrsanteil, aber ebenfalls einem Baujahr vor 1980, ist die Allerheiligenberg-Brücke der Hochstrasse Oberwerth (Teilbauwerk C) aufgrund des einfacheren statischen Systems vorzuziehen. Die Allerheiligenberg-Brücke besitzt zwar eine S-förmige Grundrisskrümmung ($R = 400 \text{ m}$), hat jedoch einen geradlinigen Abschnitt ($R = \infty$) und eine konstante Querschnittsbreite. Das Teilbauwerk C der Hochstraße Oberwerth hat eine starke Grundrisskrümmung ($R \approx 65 \text{ m}$) und bindet monolithisch an das Teilbauwerk des Astes N-R an. Hierdurch sind Abhängigkeiten zu erwarten, die die Übertragbarkeit der Ergebnisse in Frage stellen könnten.

Mit der Talbrücke Weinheim steht ein weiterer einzelliger Hohlkasten mit einem Baujahr nach 1980 und damit ein Bauwerk, bei dem bereits mindestens 30% der Spannglieder durch die Koppelfuge durchgeführt wurden, zur Verfügung. Hieraus kann sich ggfs. auch eine Übertragbarkeit und Ergebnisverwertung der Daten eines standardisierten Messsystems in Bezug auf zukünftige Neubauten ableiten.

Durch das Ahrtal Hochwasser konnte die Ahrtalbrücke, welche im Katastrophengebiet liegt, nicht mehr instrumentiert werden. Die Allerheiligenbrücke wurde nach Entscheidung des verantwortlichen Projektpartners nicht mehr instrumentiert.

1.2. Erarbeitung der Modelle

Als Grundlage für die Erarbeitung der Modelle ist die tiefergehende Sichtung und Analyse der Bestandsunterlagen der im AP 1.2 festgelegten Brücken unerlässlich. Hierbei wurden zunächst die Pläne und die Bestandsstatik genauer untersucht, um so Geometrie, Bauabschnitte und verwendete Materialien korrekt abzubilden. Im folgenden Kapitel werden nun die Grundlagen der numerischen Modellbildung für die ausgewählten Brückenbauwerke dargestellt. Für die Geometrie der Hauptssysteme sowie der Querschnitte werden die folgenden drei Bauwerke betrachtet:

1. Talbrücke Weinheim
2. Talbrücke Alzey
3. Talbrücke Pfeddersheim

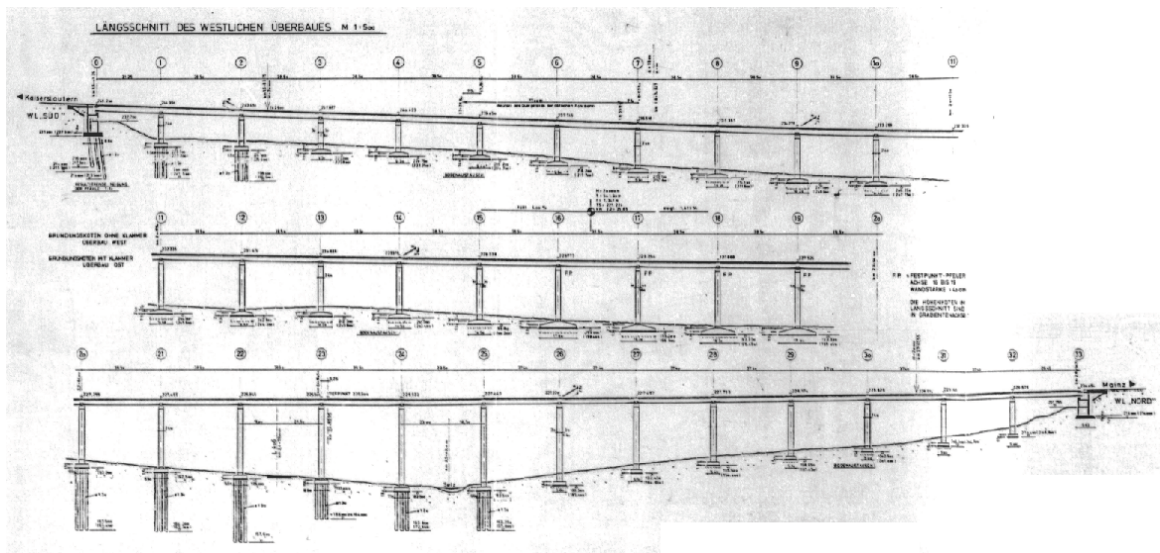
Im Anschluss werden die wesentlichen Ansätze für die Verkehrslasten sowie die bauwerksspezifischen Verkehrslastzahlen dargestellt.

Talbrücke Weinheim

Bei der Talbrücke Weinheim handelt es sich um eine 33-feldrige Spannbetonbrücke, die die A63 bei Alzey-Weinheim (Rheinland-Pfalz) führt. Überspannt wird das Selztal in Nord-Süd Richtung. Das Jahr der Fertigstellung ist 1981.

Die Konstruktion besteht aus zwei, für jede Richtungsfahrbahn getrennten einzelligen Hohlkästen mit Kragarmen auf beiden Seiten. Die Längsspannglieder verlaufen in den Stegen und bereichsweise in der Bodenplatte. Die Fahrbahnplatte ist quervorgespannt. Sowohl Überbau als auch die Pfeiler sind begehrbar.

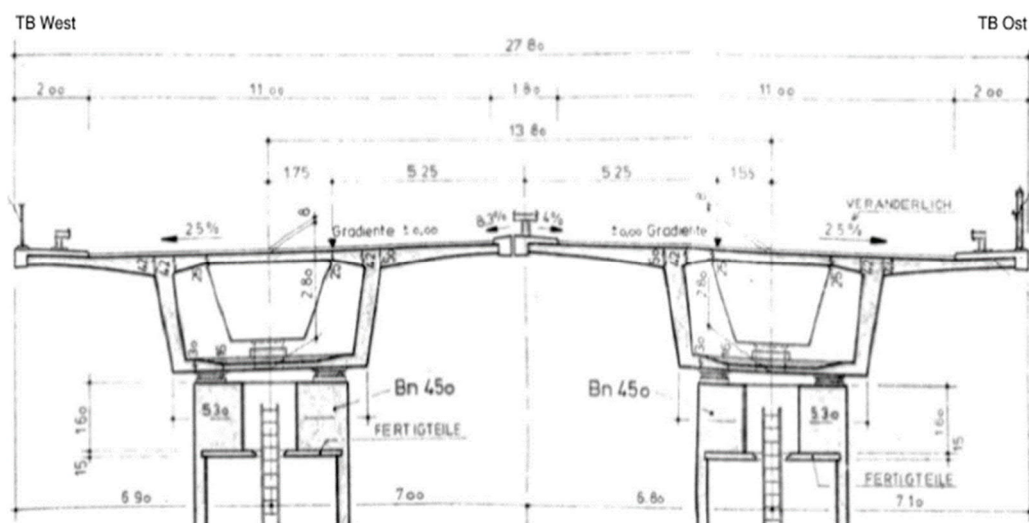
In LAP Abb. 1 ist ein Brückenlängsschnitt dargestellt. Die Spannweiten der einzelnen Felder variiert im Regelbereich zwischen 37,4, 38,5 und 39,5 m. Nur die Randfelder sind mit 29,45 m (nördliches Widerlager) und 31,25 (südliches Widerlager) kürzer ausgeführt. Es ergibt sich eine Gesamtlänge von ca. 1250 m.



LAP Abb. 1: Talbrücke Weinheim, Längsschnitt Teilbauwerk West

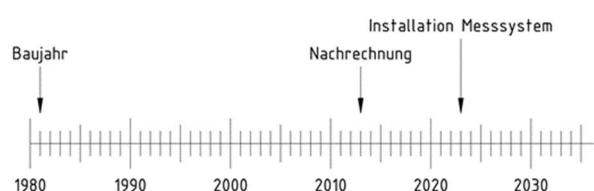
Durch die Bauteiltrennung ergeben sich die Teilbauwerke Ost und West. Die beiden Querschnitte sind in ihren Abmessungen ähnlich (je 13,80 m breit, 2,80 m hoch, dargestellt in LAP Abb. 2), unterscheiden sich aber geringfügig in den Längen der Kragarme. Außerdem sind die Kappenausbildung und der Ausbau (Lärmschutz, Geländer) verschieden.

Außer der Trägerverstärkung am Auflager (Voutung der Bodenplatte und angeordnete Querträger) bleiben die Querschnittsmaße über die Brückenlänge gleich.



LAP Abb. 2: Talbrücke Weinheim, Querschnitt des Hohlkastens West und Ost mit Auflagerquerträger

Die LAP Abb. 3 zeigt die wesentlichen Baumaßnahmen, welche im Laufe des Lebenszyklus der Talbrücke Alzey unternommen wurden:



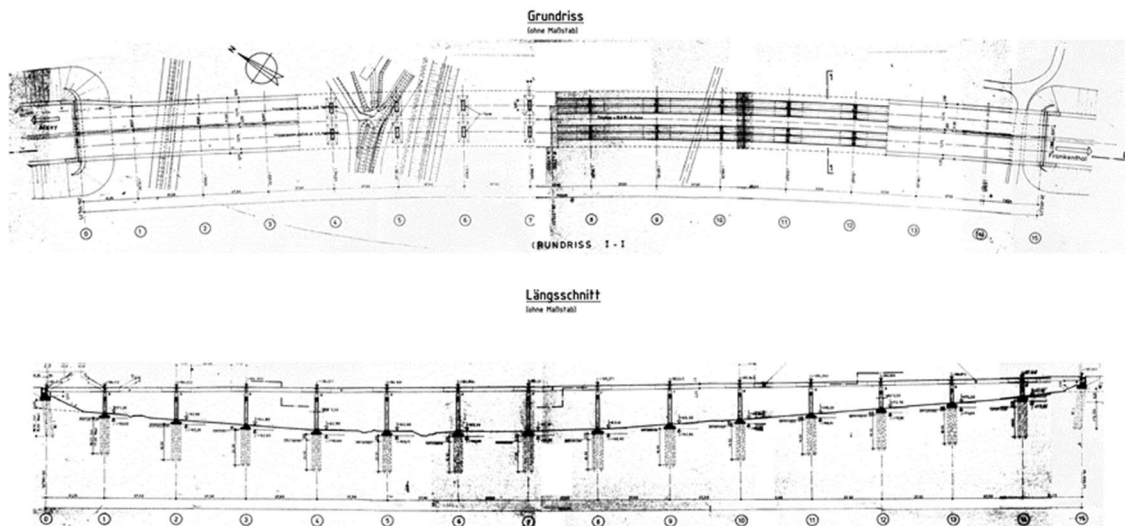
LAP Abb. 3: Zeitstrahl Talbrücke Weinheim

Talbrücke Alzey

Die Talbrücke Alzey ist Bestandteil der Bundesautobahn A 61, überquert vier Wirtschaftswege, ein Gleis der Deutschen Bahn und einen Bach. Das Bauwerk befindet sich östlich von Alzey und verläuft über das Selztal.

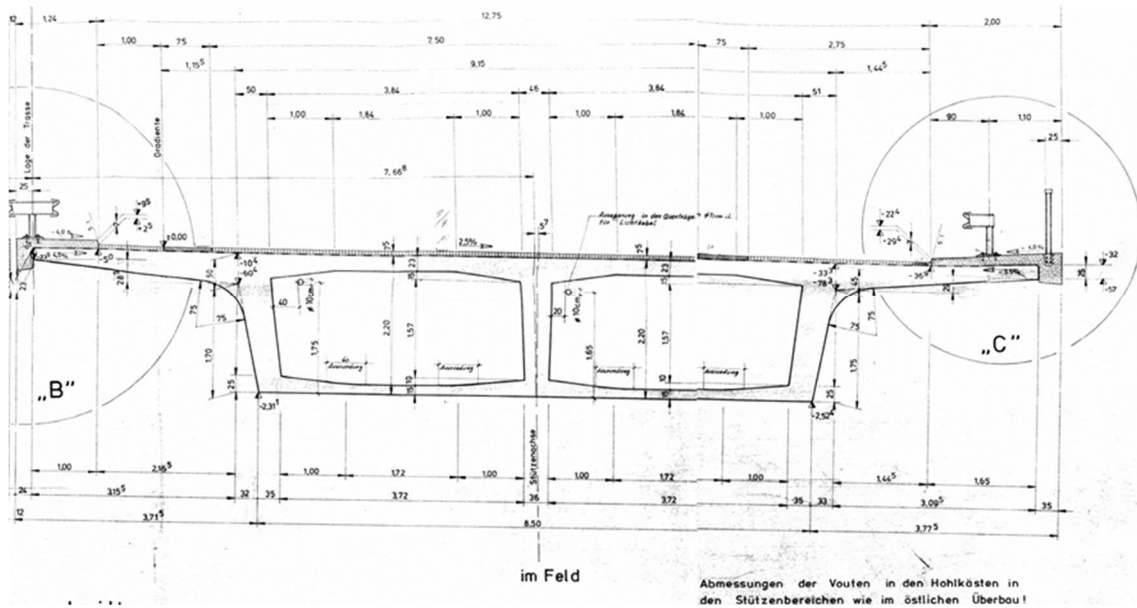
Das Brückenbauwerk erstreckt sich über 15 Felder, welches im Jahr 1975 errichtet wurde und aus zwei getrennten Spannbetonüberbauten je Richtungsfahrbahn besteht. Es wird unterschieden zwischen dem Brückenbauwerk Ost und West. Jeder Überbau besteht aus einem zweizelligen Hohlkasten mit Kragarm auf beiden Seiten. In den Hohlkastenstegen verlaufen die Längsspannglieder. Die Fahrbahnplatte ist zusätzlich quer vorgespannt. Sowohl der Überbau als auch die hohlen Pfeiler der Brücke sind begehrbar.

Das statische System der Brücke ist ein Durchlaufträger, welcher in Feld 1 und Feld 15 eine Spannweite von 31,25 m aufweist. Die Spannweiten der Felder 2 bis 14 betragen 37,50 m, sodass sich eine Gesamtlänge der Brücke von 550,00 m ergibt. Aufgrund eines Versehens wurde das Widerlager 0 um 30 cm näher Richtung Achse 1 hergestellt, sodass das erste Feld in Realität nur 30,95 m lang ist und die gesamte Brücke 549,70 m. In LAP Abb. 4 ist der Grundriss und der Längsschnitt der Talbrücke Alzey dargestellt.

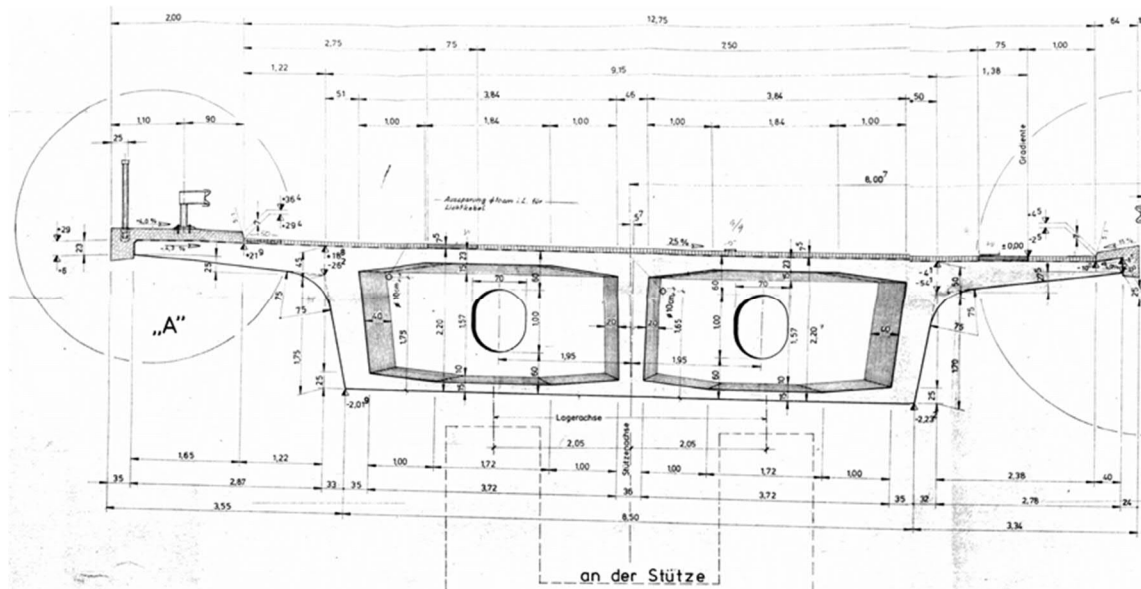


LAP Abb. 4: Grundriss und Längsschnitt der Talbrücke Alzey

Die Gesamtbreite der Brücke beträgt insgesamt 35,25 m. Im Bereich der Achse 0 bis Achse 1 ist eine Aufweitung der Richtungsfahrbahn im Teilbauwerk Ost auf 40,0 m vorhanden. Die Querschnittshöhe von 2,20 m ist konstant. In LAP Abb. 5 und LAP Abb. 6 sind die Regelquerschnitte aus den Bestandsplänen dargestellt. Zum einen der Regelquerschnitt des Feldes und zum anderen im Bereich der Stützen.

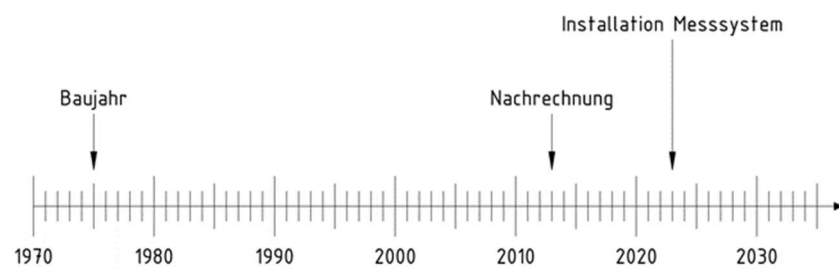


LAP Abb. 5: Talbrücke Alzey, Regelquerschnitt im Feld (westlicher Überbau)



LAP Abb. 6: Talbrücke Alzey, Regelquerschnitt im Stützenbereich

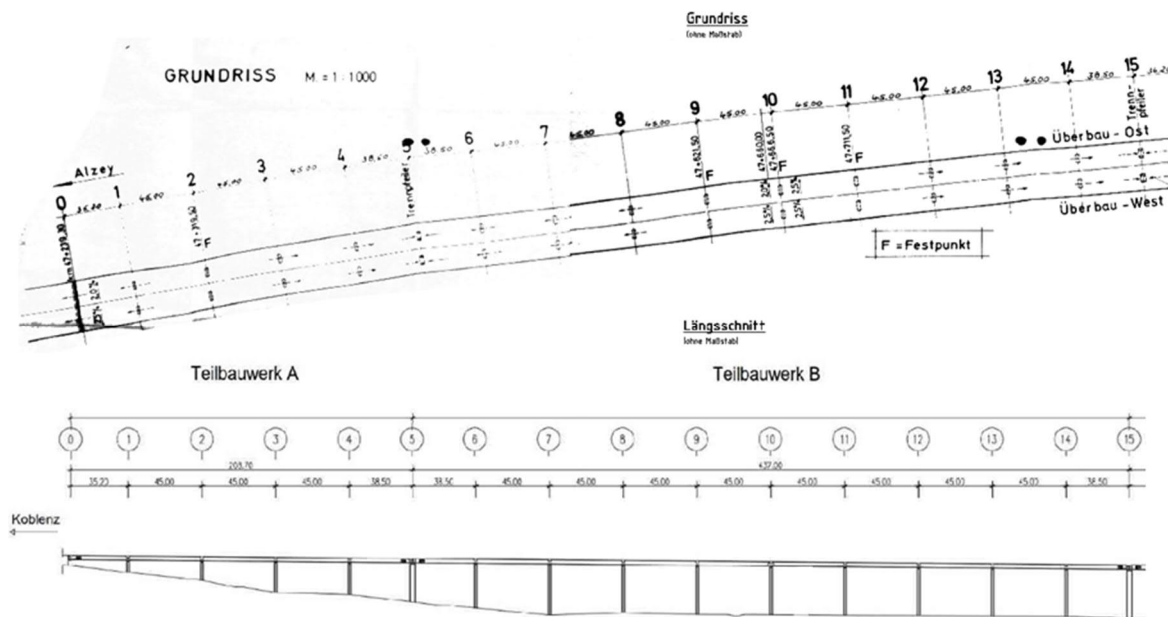
Die LAP Abb. 7 zeigt die wesentlichen Baumaßnahmen, welche im Laufe des Lebenszyklus der Talbrücke Alzey unternommen wurden:



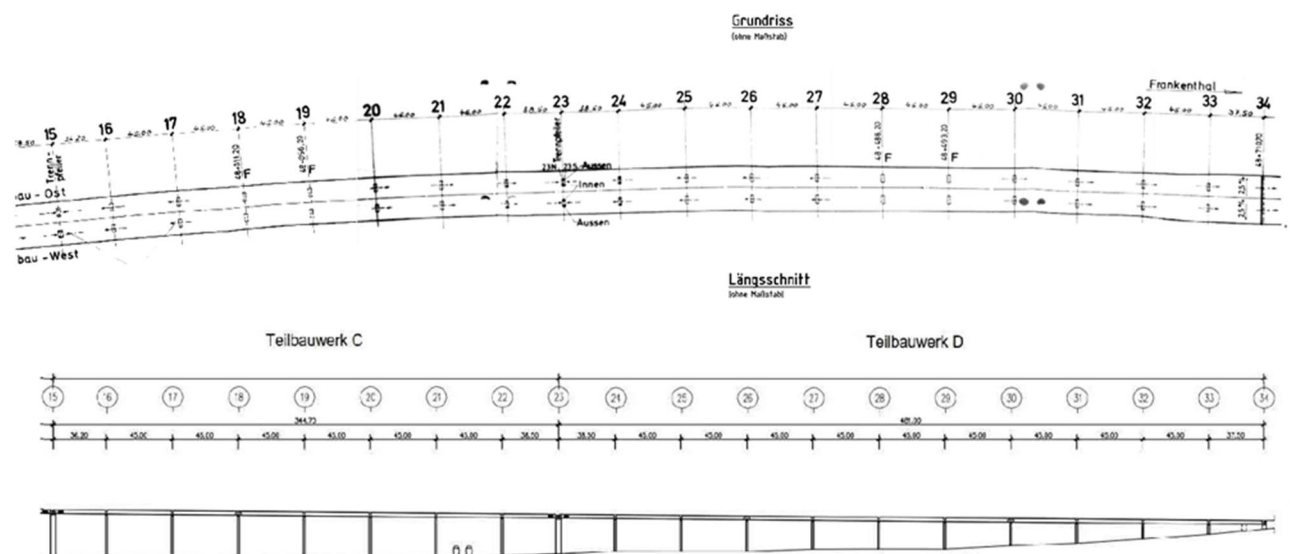
LAP Abb. 7: Zeitstrahl Talbrücke Alzey

Talbrücke Pfeddersheim

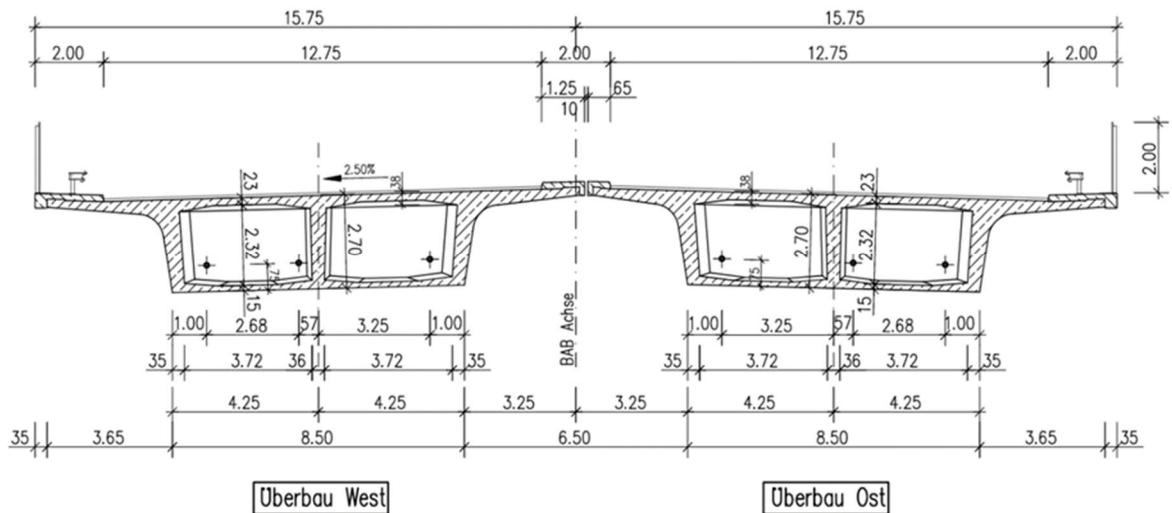
Die Talbrücke Pfeddersheim besteht aus vier Teilbauwerken mit einer Gesamtlänge von 1.471,4 m und überführt die A61 bei Worms. Dabei ist in den Innenfeldern der einzelnen Teilbauwerke stets eine Regelstützweite von 45 m vorzufinden, die jeweiligen Endfelder weichen hiervon ab. Je Richtungsfahrbahn Ost bzw. West ist ein zweizelliger Spannbetonhohlkasten als Überbau vorzufinden, welche räumlich voneinander getrennt sind. Neben der Längsvorspannung in den drei Stegen des Überbaus ist zusätzlich die Fahrbahnplatte quer vorgespannt. An den Stützstellen sind zusätzliche Längsspannglieder verbaut. Das Bauwerk wurde 1975 fertiggestellt und im Jahr 2015 durch eine externe Vorspannung verstärkt. Die folgenden LAP Abb. 8 bis LAP Abb. 11 zeigen Grundriss und Längsschnitt des Brückenbauwerks, aufgrund der Länge aufgeteilt nach den ersten beiden und den letzten beiden Teilbauwerken.



LAP Abb. 8: Talbrücke Pfeddersheim, Grundriss und Längsschnitt der Teilbauwerke 1 und 2

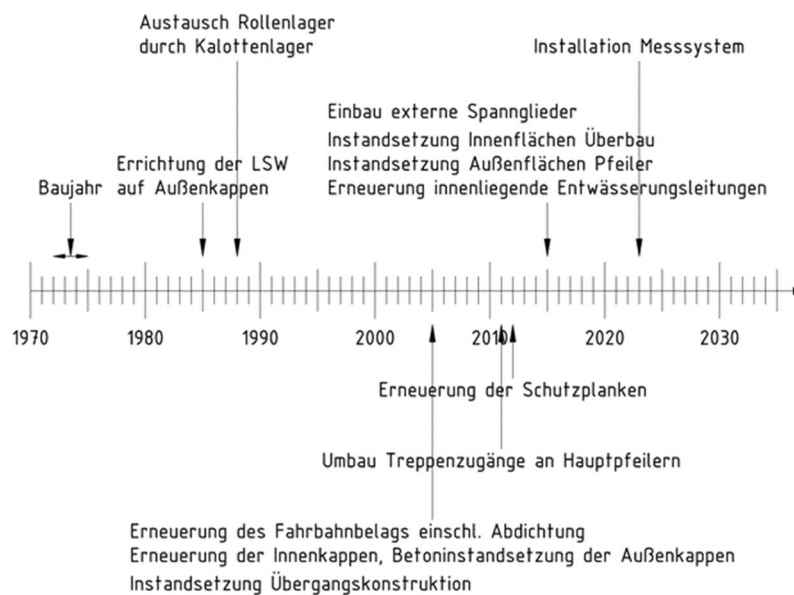


LAP Abb. 9: Talbrücke Pfeddersheim, Grundriss und Längsschnitt der Teilbauwerke 3 und 4



LAP Abb. 10: Talbrücke Pfeddersheim, Querschnitt im Regelbereich

Die nächste Abbildung zeigt die wesentlichen Baumaßnahmen, welche im Laufe des Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim unternommen wurden:



LAP Abb. 11: Zeitstrahl Talbrücke Pfeddersheim

Einheitliche Struktur

Um eine schnelle Erstellung sicherzustellen, wurde eine einheitliche Struktur festgelegt, die so auch auf andere Brücken des Clusters übertragen werden kann. So können neue Brücken schnell und effizient modelliert werden. Diese Struktur beschreibt explizit das Vorgehen im FEM- Programm Sofistik. Außerdem wurde eine Grundlagendatei erstellt in der die Struktur bereits vorgegeben ist.

Zielsetzung war es, die vorhandenen Schäden am Bauwerk in das Modell zu übertragen, jedoch sind an den Brücken keine statisch relevanten Schäden vorhanden, die das Tragverhalten derart beeinflussen. In Pfeddersheim wurden bereits externe Spannglieder nachgerüstet, die den Querschnitt zusätzlich überdrücken. Diese wurden ins Modell übernommen.

Als kritischer Nachweis, welcher unter anderem über die Lebensdauer des Bauwerks entscheidet, ist der Ermüdungsnachweis zusehen. Hierbei werden die ermüdungsrelevanten Lasten auf das System gebracht und die Einzelschädigung der einzelnen Bauteile berechnet. Dabei berechnet sich die Einzelschädigung als Quotient aus Spannung aus Last zu ertragbarer Spannung:

$$D_{Ed} = \sum_i D(\Delta\sigma_i) = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} = \sum_i \frac{n_i}{N^*} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)} \right]^m \leq 1$$

mit:

$m = k_1$ für $\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$ bzw. $m = k_2$ für $\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$

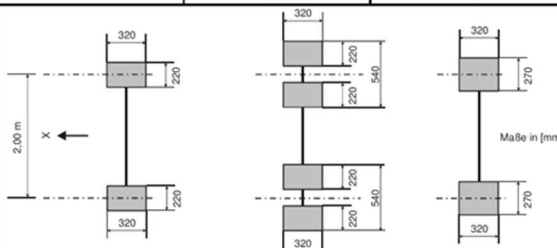
Ermüdungsrelevant bei Spannbetonhohlkästen sind die Spannglieder, da diese nur für eine gewisse Anzahl an Schwingbreiten ausgelegt sind. Die Einzelschädigungen werden mit der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner zu einer Gesamtschädigung summiert. Sobald der Schädigungsgrad den Wert 1 überschreitet, ist das Bauteil nicht mehr tragfähig. Für die Berechnung der Spannungsschwingbreiten werden nachfolgend die berücksichtigten Verkehrslasten beschrieben.

Verkehrslasten

Mit der Nachrechnungsrichtlinie wurde eine Grundlage geschaffen, welche Lasten in welcher Häufigkeit bis zum Zeitpunkt der Nachrechnung auf das Bauwerk gewirkt haben. Für die vertikalen Einwirkungen werden folgende Verkehrslasten vorgegeben:

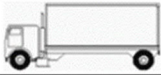
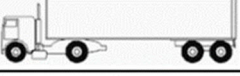
1	2	3	4	5
Fahrzeuggruppe		Verkehrsart		
LKW	Beispielfahrzeuge	Große Entfernung	Mittlere Entfernung	Ortsverkehr
LKW > 3,5 t mit 2 oder 3 Achsen ohne Anhänger		25	50	85
Busse				
LKW > 3,5 t mit Anhänger		75	50	15
Sattelzüge				
Andere Schwerfahrzeuge > 3,5 t				

LAP Abb. 12: Summarische Verkehrszusammensetzung des DTV-SV [%] zur Bestimmung der objektbezogenen Verkehrsart (Anhaltswerte), NACHRECHNUNGSRICHTLINIE (2011)

1	2	3	4
Fahrzeugtyp			Rad- bzw. Achstyp
LKW	Achsabstand	Achslast	
	m	kN	
	4,50	70 130	A B
	4,20 1,30	70 120 120	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	A B C C C
Rad- und Achstyp			
	Typ A	Typ B	Typ C

LAP Abb. 13: Ersatzfahrzeuge für den Nachweis der Ermüdung nach DIN EN 1991-2

Die Häufigkeit der Fahrzeuge in den einzelnen Jahren kann ebenfalls der Nachrechnungsrichtlinie entnommen werden. Da alle Brücken auf einer Autobahn liegen, gilt für alle die Verkehrskategorie 1 („Große Entfernung“).

1	2	3	4	5	6
Zeitraum	bis 1950	1950 bis 1970	1970 bis 1990	1990 bis 2010	ab 2010
N_{obs} je Jahr für Fahrstreifen 1	$0,25 \cdot 10^6$	$0,5 \cdot 10^6$	$1,0 \cdot 10^6$	$2,0 \cdot 10^6$	$2,5 \cdot 10^6$
Verkehrszusammensetzung in %					
	45	30	20	20	10
	45	20	10	5	5
	-	-	20	50	60
	5	25	30	15	15
	5	25	20	10	10

LAP Abb. 14: Modifiziertes Ermüdungslastmodell 4 für Verkehrskategorie 1 („Große Entfernung“)

Berücksichtigung bereits vorhandener Messdaten

Die Verkehrslasten aus der Nachrechnungsrichtlinie können durch bereits vorhandene Zählstellen verifiziert werden. Die BAST stellt Verkehrsdaten von automatischen Zählstellen auf Autobahnen und Bundesstraßen auf ihrer Homepage zur Verfügung. Dabei werden seit 2003 jeweils die durchschnittlich tägliche Verkehrsstärke (DTV), also die durchschnittliche Anzahl an Fahrzeugen in 24 Stunden sowie den Anteil des Schwerververkehrs zusammen. Dabei wird jedoch nur zwischen Schwerlastverkehr und sonstigem Verkehr unterschieden. Zum Schwerverkehr werden alle LKW größer 3,5 t gezählt.

1	2	5+1	8+1	
Kfz	Pkw-ähnlich	nicht klassifizierbare Kfz	nicht klassifizierbare Kfz	
		Pkw-Gruppe	Motorräder	
			Pkw o. Anhänger	
			Lieferwagen o. Anhänger	
	Lkw-ähnlich	Pkw mit Anhänger	Pkw mit Anhänger	
		Lkw > 3,5t o. Anhänger	Lkw > 3,5t o. Anhänger	
		Lkw > 3,5t m. Anhänger / Sattelkraftfahrzeuge	Lkw > 3,5t m. Anhänger	
		Busse	Busse	

} **SV**

SV: Schwerverkehr (Kfz > 3,5t zGG)
LKW-ähnlich: SV + PKW mit Anhänger

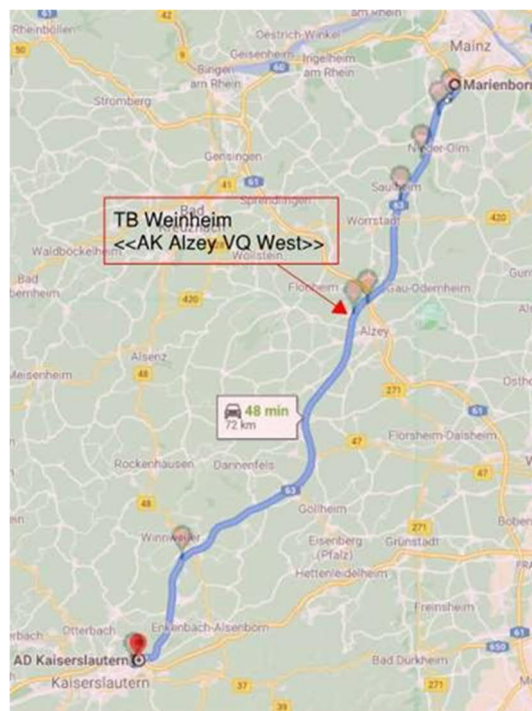
LAP Abb. 15: Zählstellen - aufgenommene Verkehrsarten [Homepage BAST]

Dafür ist es nötig, möglichst nah an den Brücken Zählstellen zu haben, um eine Abweichung durch abfahrenden und auffahrenden Verkehr so gering wie möglich zu halten. Insgesamt umfasst das Zählstellennetz auf den Bundesfernstraßen 1914 Zählstellen, wovon 1124 auf Bundesautobahnen und 790 auf Bundesstraßen entfallen. Die Daten der Zählstellen werden stündlich erfasst. Über die A 61 sind in Rheinland-Pfalz 30 automatische Zählstellen (Stand 2018) installiert, die von südlichsten Zählstelle Rheinbrücke Speyer-Nord über ca. 211 km bis zur nördlichsten Zählstelle Ringen-Vettelhoven verteilt sind.



LAP Abb. 16: Automatische Zählstellen der A 61 in Rheinland-Pfalz [bearb. Auszug aus google-maps & bast]

Die A 63 in Rheinland-Pfalz verfügt in ihren insgesamt 73 km über 8 automatische Zählstellen (Stand 2018) installiert, die von südlichsten Zählstelle AD Kaiserslautern VQ Nord bis zur nördlichsten Zählstelle Marienborn verteilt sind.



LAP Abb. 17: Automatische Zählstellen der A 63 in Rheinland-Pfalz

Nachfolgend werden die für die Brückenbauwerke des Clusters 1 relevanten Zählstellen aufgeführt.

LAP Tabelle 8: Verkehrsentwicklung TB-Pfeddersheim, A 61 Zählstelle <<AS Worms VQ Nord >> BAST-Nr. 7449

Jahr [-]	Richtung 1 Koblenz		Richtung 2 Ludwigshafen		SV-Anteil
	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	[%]
2021	-	-	-	-	-
2020	-	-	-	-	-
2019	-	-	-	-	-
2018	26660	5744	26829	5996	21.9%
2016	25866	5248	26531	5556	20.6%
2015	24932	4907	25249	5181	20.1%
2014	25307	4813	25432	5059	19.5%
2012	23767	4626	24328	5012	20.0%
2011	24896	4951	25239	5282	20.4%
2010	24584	4866	24888	5113	20.2%
2009	24494	4662	24788	4798	19.2%
2008	24961	5262	25410	5451	21.3%
2007	25000	5327	25827	5521	21.3%
2006	25070	5270	25393	5467	21.3%
2005	24741	5087	26031	5354	20.6%
2004	26326	5835	27400	6088	22.2%
2003	26077	5606	26299	5685	21.6%

LAP Tabelle 9: Verkehrsentwicklung TB Alzey, A 61 Zählstelle <<AS Alzey VQ Nord >> BAST-Nr. 763

Jahr [-]	Richtung 1 Koblenz		Richtung 2 Ludwigshafen		SV-Anteil
	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	[%]
2021	-	-	-	-	-
2020	25635	5592	21603	5518	23.5%
2019	24661	5209	24702	5447	21.6%
2018	28863	5733	26100	5814	21.0%
2017	29248	5712	26421	5730	20.6%
2016	29123	5538	28833	5591	19.2%
2015	27864	5032	27660	5159	18.4%
2014	27535	4948	27469	5033	18.1%

LAP Tabelle 10: Verkehrsentwicklung TB Alzey

TB Alzey, A 61 Zählstelle <<AS Gundersheim VQ Nord >> BAST-Nr. 7447

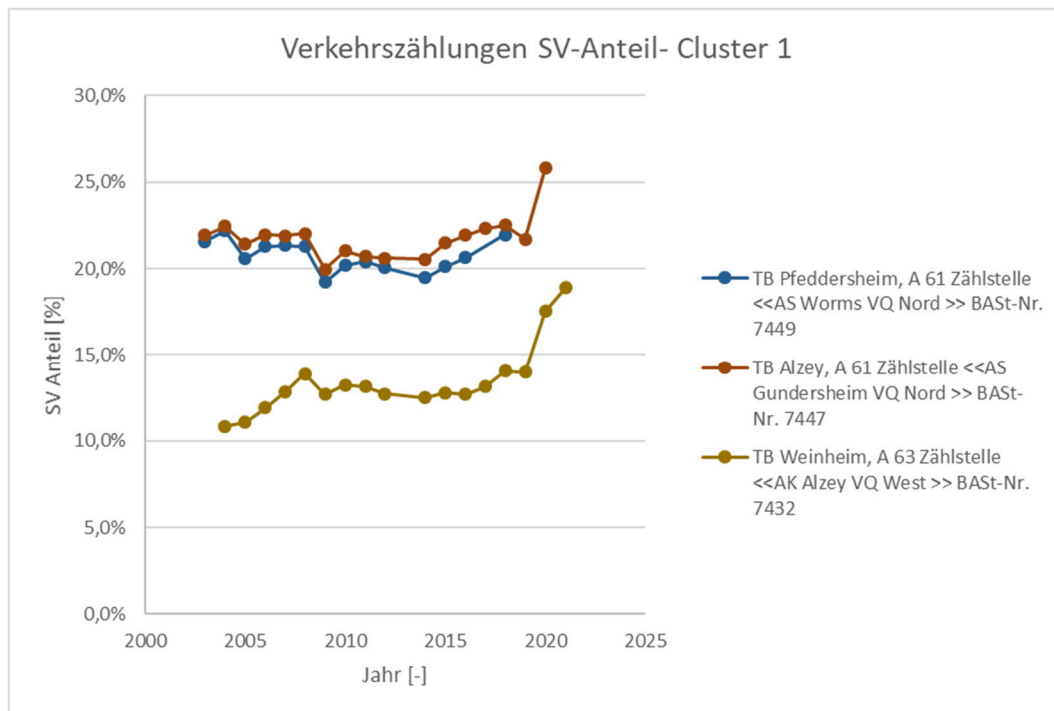
Jahr	Richtung 1 Koblenz		Richtung 2 Ludwigshafen		SV-Anteil
[-]	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	[%]
2021	-	-	-	-	-
2020	21322	5328	20916	5569	25.8%
2019	25878	5467	26103	5817	21.7%
2018	25409	5577	25583	5899	22.5%
2017	25486	5556	25338	5779	22.3%
2016	25037	5407	24628	5478	21.9%
2015	23186	4925	23362	5061	21.5%
2014	23581	4801	23623	4889	20.5%
2012	22608	4628	23168	4807	20.6%
2011	24006	4873	24424	5156	20.7%
2010	23379	4826	23797	5088	21.0%
2009	23393	4619	23481	4737	20.0%
2008	23895	5219	24006	5320	22.0%
2007	25096	5418	24514	5446	21.9%
2006	25171	5465	24347	5407	22.0%
2005	25010	5279	24290	5268	21.4%
2004	25804	5733	24912	5645	22.4%
2003	25932	5642	24985	5525	21.9%

LAP Tabelle 11: Verkehrsentwicklung TB Weinheim

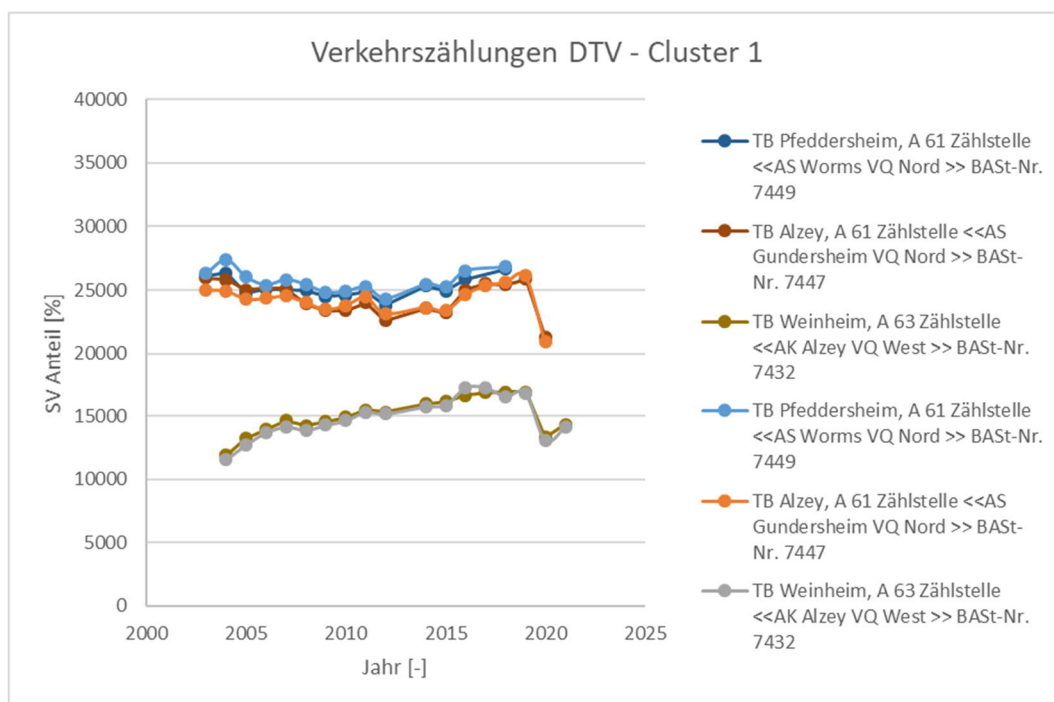
TB Weinheim, A 63 Zählstelle <<AK Alzey VQ West >> BAST-Nr. 7432

Jahr	Richtung 1 Mainz		Richtung 2 Kaiserslautern		SV-Anteil
[-]	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	DTV-Kfz / d	SV-Kfz / d	[%]
2021	14344	2866	14116	2510	18.9%
2020	13325	2229	13079	2398	17.5%
2019	16900	2270	16784	2431	14.0%
2018	16900	2325	16536	2367	14.0%
2017	16852	2163	17214	2315	13.1%
2016	16621	2064	17210	2221	12.7%
2015	16122	2012	15836	2072	12.8%
2014	15970	1951	15721	2003	12.5%
2012	15299	1914	15158	1961	12.7%
2011	15490	1999	15286	2043	13.1%
2010	14903	1938	14625	1972	13.2%
2009	14562	1837	14267	1819	12.7%
2008	14237	1975	13877	1927	13.9%
2007	14651	1855	14129	1832	12.8%
2006	13935	1638	13674	1647	11.9%
2005	13218	1439	12728	1428	11.0%
2004	11885	1243	11546	1294	10.8%

Zur besseren Übersicht wird nachfolgend die Entwicklung der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke sowie die Entwicklung des Schwerverkehrs grafisch dargestellt, LAP Abb. 18, LAP Abb. 19.



LAP Abb. 18: DTV-SV – A 61 und A 63 – Cluster 1



LAP Abb. 19: DTV – A 61 und A 63 – Cluster 1

1.3. Definition Grenzwerte

Clusterunabhängige Grenzwerte; bisheriges Erhaltungsmanagement und damit verbundene Grenzwerte

Im Erhaltungsmanagement von Brücken und Straßen der Bundesrepublik Deutschland handelt es sich im Allgemeinen um eine vorbeugende Erhaltungsstrategie, die aufgrund von haushalterischen Wirtschaftlichkeitsgrundsätzen und einem vorgegebenen Budget zustandsorientiert ist, und eine prospektive Erhaltungsstrategie (z.B. Spannbetonbrücken aus den 70er Jahren und Nachrechnen-Programm für Ingenieurbauwerke), Speer (2018).

Für die vorbeugende Erhaltungsstrategie werden in regelmäßigen Abständen sog. Bauwerksprüfungen von sachkundigen Ingenieuren der Bauwerksprüfung (vgl. VFIB-Qualifizierung bzw. Zertifizierung) durchgeführt. Grundlage für die Bauwerksprüfungen ist die DIN 1076 „Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen, Überwachung und Prüfung“ in Verbindung mit der Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 (RI-EBW-PRÜF).

Alle 6 Jahre ist eine Hauptprüfung (H) vorgesehen, die eine handnahe Untersuchung aller Bauwerksteile vorsieht. Die Einfache Prüfung (E) erfolgt alle 3 Jahre zwischen den Hauptprüfungen und ist ggfs. ohne Verwendung von Besichtigungsgeräten o. Ä. als erweiterte Sichtprüfung, welche die Ergebnisse der vorherigen Hauptprüfung berücksichtigt, durchzuführen.

Kann bei der Bauwerksprüfung eine Schadensursache oder das Schadensausmaß nicht bestimmt werden, ist i. d. R. zusätzlich eine „Objektbezogene Schadensanalyse (OSA)“ durchzuführen.

Zustandskennzahl nach DIN 1076

Die bei der Bauwerksprüfung erfassten Schäden und Mängel werden in Prüfberichten mit Hilfe des Programmsystems SIB-Bauwerke nach den Kriterien Standsicherheit (S), Verkehrssicherheit (V) und Dauerhaftigkeit (D) je Bauteilgruppe dokumentiert und bewertet. Die benoteten Bauteilgruppen untergliedern sich i. W. in Überbau, Unterbau, Vorspannung, Gründung, Lager, Fahrbahnübergang, Abdichtung, Beläge, Kappen und Schutteinrichtung. Über einen Bewertungsalgorithmus wird automatisch eine gesamte Zustandsnote des Bauwerkes ermittelt. Ebenfalls wird in Abgrenzung zur Zustandsnote die Substanzkennzahl ermittelt, indem die Benotung der Verkehrssicherheit nicht mit einfließt, BMVBS (2013).

Es werden 6 Zustandsnotenbereiche unterschieden: 1,0 – 1,4 (sehr guter Zustand), 1,5 – 1,9 (guter Zustand), 2,0 – 2,4 (befriedigender Zustand), 2,5 – 2,9 (ausreichende Zustand), 3,0 – 3,4 (nicht ausreichende Zustand) und 3,5 – 4,0 (ungenügender Zustand, BMVD (2017)). Durch die „Anweisung Straßeninformationsbank, Teilsystem Bauwerksdaten, ASB-ING (2013) sind einheitliche Definitionen für Bauwerks- und Zustandsdaten festgelegt.

Die Zustandsnote ist eine Kennzahl für den baulichen Erhaltungszustand und ein wesentliches Instrument der Straßenbauverwaltungen zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen. Die Auswertung der Zustandsnotenentwicklung ermöglicht Rückschlüsse auf die Wirksamkeit des Haushaltsmitteleinsatzes für die Bauwerkserhaltung. In Erarbeitung ist zudem die „Richtlinie zur Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken – RPE-ING (2020), die eine Systematisierung und Vereinheitlichung der Erhaltungsplanung vorsieht.

Die Bauwerksprüfungen liefern die Konstruktions- und Zustandsdaten als wesentliche Grundgerüst für das Bauwerk-Management-System (BMS). „Mit Hilfe der BMS-Programmmodule werden Vorschläge für Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen erzeugt. Dabei werden für Optimierungen auf Objekt- und Netzebene sowohl Finanzmittel (Budget) und Zustand (Zustandsnoten/Substanzkennzahl), als auch volkswirtschaftliche Kosten berücksichtigt.“ (Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2013).

Traglastindex

Die vorwiegend auf den äußeren Erhaltungszustand abzielenden handnahen und visuellen Bauwerksprüfungen wurden 2011 mit der Einführung der Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) um die notwendige statisch-konstruktive Beurteilung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ergänzt. Die Nachrechnungsrichtlinie enthält auf den Bestand angepasste Nachweisformate, die Modifikationen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite sowie der Nachweismodelle selbst betreffen. Auf Grundlage der Nachrechnungsergebnisse wird das Bauwerk in eine Nachweisklasse A, B oder C eingestuft und/oder über etwaige Verstärkungs- oder Kompensationsmaßnahmen befunden G. MARZAHN (2015)

Mit den Erkenntnissen aus den bisherigen Ergebnissen von Nachrechnungen werden - insbesondere im Hinblick auf die häufig auftretenden rechnerischen Defizite - die auf den Bestand angepassten Nachweisformate in Stufe 2 der Nachrechnungsrichtlinie fortlaufend weiterentwickelt, ergänzt und auf den aktuellen Forschungsstand angepasst. Die Nachrechnungsrichtlinie wird mit einer 1.Ergänzung in 2015 und mit der bevorstehenden (2021/2022) 2.Ergänzung stetig fortgeschrieben, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2020).

Um die strukturellen Eigenschaften, d.h. tragfähigkeitsrelevanten Eigenschaften von Brücken besser zu erfassen und zu bewerten wurde Ende 2018 für Bundesautobahnen und zum Jahreswechsel 2019/2020 für Bundesstraßen der Traglastindex als weiterer Kennwert zur Beurteilung der Bestandsbrücken eingeführt.

Das primäre Einstufungskriterium in die fünf Indexstufen I bis V ist der Vergleich zwischen der Soll-Tragfähigkeit, welches dem Ziellastniveau der Bestandsbrücke entspricht und in der Nachrechnungsrichtlinie in Abhängigkeit der Verkehrsstärke, -zusammensetzung und des Straßenquerschnittes geregelt ist, und der Ist-Tragfähigkeit, welche sich aus der Einstufung des Tragwerks in die normativ geregelte Brückenklasse (BK) ergibt und Im Rahmen von Nachrechnungen erhöht bzw. zugeordnet werden kann. Weitere Kriterien, die in die Einstufung mit einfließen, sind bauart- und materialbedingte Sonderkriterien, wie z.B. für Spannbetonbrücken die Verwendung von spannungsrissskorrosions-gefährdetem Spannstahl (SpRK-Spannstahl), die Ermüdungssicherheit der Koppelfugen bei Bauwerken mit Baujahr bis einschließlich 1980 und der mangelnden Mindestschubbewehrung bei Bauwerken mit Baujahr bis einschl. 1966. Bei Stahl- und Stahlverbundbrücken wird die Beulsicherheit der Tragelemente bei Bauwerken mit Baujahr bis einschl. 1978 berücksichtigt, G. Marzahn et al., (2020).

Cluster 1: Hohlkastenbrücken

DIN 1076 – Zustandskennzahlen

LAP Tabelle 12: TB Pfeddersheim – Zustandsnoten und Substanzkennzahl

Prüfungs-jahr	Art der Prüfung	TBW A1	TBWA2	TBWB1	TBWB2	TBWC1	TBWC2	TBWD1	TBWD2
1996	H	3,1	3,3	3,3	3,2	3,4	3,0	3,3	3,4
2000	E	3,1	2,4	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0
2003	H	2,5	2,5	2,5	2,7	2,7	2,5	2,7	2,6
2005	E	2,8	2,5	2,5	2,7	2,7	2,5	2,7	2,7
2008	H	3,1	3,0	3,1	3,2	3,2	3,0	3,2	3,2
2010	H	3,1	3,0	3,2	3,2	3,3	3,0	3,2	3,3
2011	S2	3,2	3,0	3,2	3,3	3,3	3,0	3,3	3,3
2015	H	2,7	2,4	2,9	3,0	2,4	2,7	2,4	3,0
2017	E	2,7	2,4	2,9	3,0	2,5	2,7	2,4	3,0
2017	S2 / S3	2,5	2,4	2,9	3,0	2,5	2,7	2,4	3,0
2020	Zustandsbericht	2,5	2,4	2,9	3,0	2,5	2,7	2,4	3,0
Substanzkennzahl Zustandsbericht 2020									
Teilbauwerk (gesamt)		2,3	2,4	2,5	2,5	2,4	2,7	2,3	2,5
Bauteilgruppe /Überbau		1,9	1,9	1,9	2,4	2,0	2,3	1,9	1,9

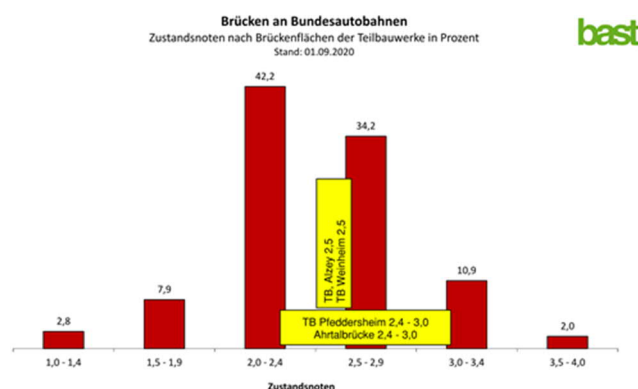
LAP Tabelle 13: TB Alzey – Zustandsnoten und Substanzkennzahl

Prüfungsjahr	Art der Prüfung	TBW 1	TBW2
1996	H	2,5	3,3
1999	E	3,0	3,3
2003	H	3,0	2,9
2004	S2	3,0	2,9
2005	E	2,5	3,0
2006	S2	2,5	3,0
2009	H	3,0	3,0
2011	H	3,0	3,0
2012	S2	3,0	3,0
2014	H	3,5	3,5
2015	S2	2,8	2,8
2017	E	2,5	2,5
2017	S3	2,5	2,5
2019	S2	2,5	2,5
2020	Zustandsbericht	2,5	2,5
Substanzkennzahl Zustandsbericht 2020			
Teilbauwerk (gesamt)		2,4	2,5
Bauteilgruppe /Überbau		2,3	2,2

LAP Tabelle 14: TB Weinheim – Zustandsnoten und Substanzkennzahl

Prüfungsjahr	Art der Prüfung	TBW 1	TBW2
1997	H	2,1	2,3
2001	E	2,5	2,5
2003	H	2,5	2,5
2003	S2	1,0	1,0
2006	E	3,4	3,4
2009	H	2,5	2,5
2011	E	2,7	2,5
2013	S2	3,5	3,5
2015	H	2,4	2,4
2018	S4	2,4	2,4
2019	E	2,5	2,5
2020	Zustandsbericht	2,5	2,5
Substanzkennzahl Zustandsbericht 2020			
Teilbauwerk (gesamt)		2,5	2,4
Bauteilgruppe /Überbau		2,0	1,9

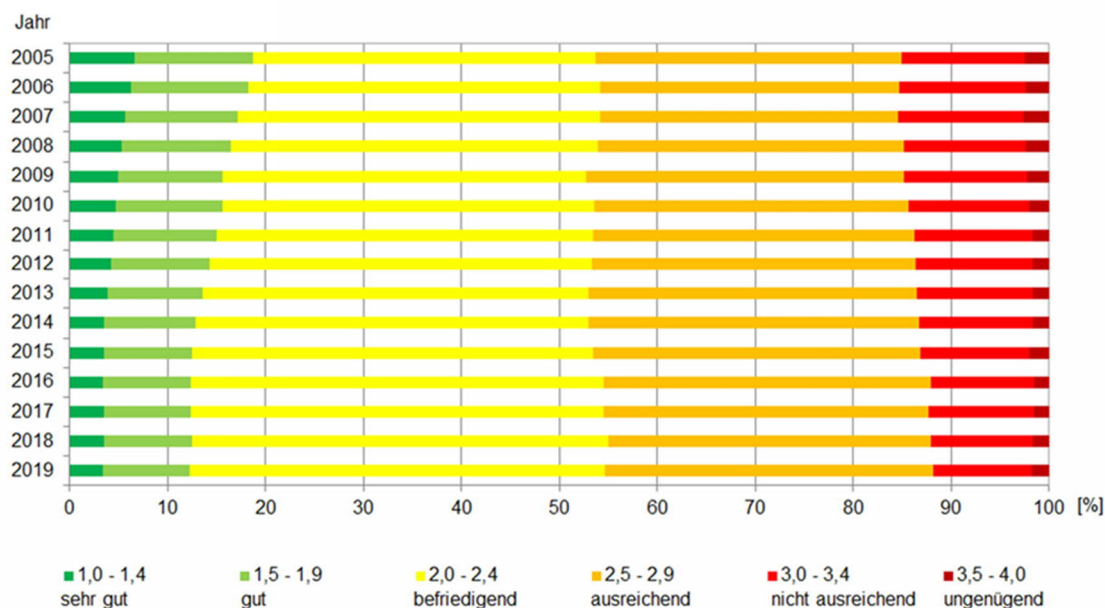
Nachfolgend werden die aktuellen Zustandsnoten im Gesamtbestand der Bundesfernstraßen dargestellt, *LAP Abb. 20*.



LAP Abb. 20: Zustandsnoten 2020 [bearb. Auszug aus BASt: Brückenstatistik, 2020]

Es ist ersichtlich, dass die Zustandsnoten der Brückenbauwerke des Cluster 1 Hohlkastenbrücken/-Koppelfugen sich innerhalb des gesamten Brückenbestandes in die mehrheitlichen anzutreffenden Zustandsnoten einordnen. Nachfolgend wird die Zustandsnotenentwicklung dargestellt, *LAP Abb. 21*.

Brücken an Bundesfernstraßen
Zustandsnoten nach Brückenflächen der Teilbauwerke in Prozent
Stand: 01.09.2019



LAP Abb. 21: Zustandsnotenentwicklung für die Brücken im Bestand der Bundesfernstraßen (BMVD 2020)

„Die positiven Veränderungen der Trendlinien seit 2015 sind dem Brückenmodernisierungsprogramm und den damit gestiegenen Investitionen sowie der gesteigerten Arbeit der Länder zuzuschreiben. In den nächsten Jahren ist mit einem Anstieg der mit „sehr gut“ und „gut“ bewerteten Brücken zu rechnen.“ (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2020).

Nachrechnungsrichtlinie

Von den fünf Brückenbauwerken des Cluster 1 wurden insgesamt vier Brückenbauwerke nachgerechnet. Die Talbrücke Weinheim befindet sich derzeit in der Nachrechnung (Experteninterview mit Herrn Gilles (LBM-RP), 07.09.2020). Nachfolgend werden die Einstufungsergebnisse der Nachrechnungen tabellarisch aufgeführt.

LAP Tabelle 15: Nachrechnungsergebnisse – Cluster 1

Bauwerk	Ziellastniveau	Tragfähigkeit	Nachrechnung/ Nachweisklasse	Eingeschränkte Nutzungsdauer	Anmerkungen
TB Pfeddersheim	LM1	LM1	A (Stufe 1)	-	SpRK-gefährdung - Ankündigungsverhalten nachgewiesen
TB Alzey	LM1	LM1	C (Stufe 2)	2033	(NW-Klasse C -> Dekompressionsnachweis)
TB Weinheim	LM1	BK 60	NR wird aktuell durchgeführt		
Ahrtalbrücke	LM1	LM1	C (Stufe 2)	2032	(NW-Klasse C -> Dekompressionsnachweis)
Allerheiligenb.Brücke	LM1	LM1	C (Stufe 2)	2036	(NW-Klasse C -> Querkraftnachweis End-und StützQT)

Weitere Anmerkungen und Ergebnisse mit Bezug zur Koppelfugenproblematik werden im Folgenden für die Einzelbauwerke dargestellt:

Talbrücke Pfeddersheim

Die Nachrechnung nach DIN-Fachbericht von 2010 umfasst nur die Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (Biege-, Torsions- und Schubtragfähigkeit. Ermüdungsnachweise wurden nicht geführt.

Gemäß Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung an älteren Spannbetonüberbauten von 2005 konnte die Dauerhaftigkeit der Koppelfugen nicht nachgewiesen werden und es wurde eine Verstärkung mit externen Spanngliedern empfohlen, welche 2015 umgesetzt wurde.

Der Nachweis des Ankündigungsverhalten aufgrund der SpRK-Gefährdung konnte 2014 gemäß Handlungsanweisung des BMVBS nachgewiesen werden. Eine Einstufung in die Nachweisklasse A setzt voraus, dass diesbezüglich der Nachweis einer ausreichenden Robustheitsbewehrung erfüllt sein muss. Anderenfalls wäre eine Einstufung in die Nachweisklasse B gemäß 12.8 der Nachrechnungsrichtlinie erforderlich.

Talbrücke Alzey

Die Nachrechnung nach DIN-Fachbericht von 2013 umfasst für die Ermüdungsnachweise nur die Feld- und Stützbereiche. „Da bereits Untersuchungen und nachweise bezüglich Koppelfugen vorliegen, werden diese hier nicht weiter betrachtet.“

Gemäß Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung an älteren Spannbetonüberbauten von 2005 konnte die Dauerhaftigkeit der Koppelfugen nicht nachgewiesen werden und es wurde eine Verstärkung mit externen Spanngliedern empfohlen. Angesichts des Einstufungsberichtes und der Übersichtsblätter lässt sich erahnen, dass 2006 eine alternative Berechnung der Restnutzungsdauer von mehr als 90 Jahre ergab und die Umsetzung der obigen Maßnahme damit entfiel.

Talbrücke Weinheim

Die Talbrücke Weinheim befindet sich derzeit in der Nachrechnung, (Experteninterview mit Herrn Gilles (LBM-RP), 07.09.2020). Gemäß Übersichtsblätter liegt eine SpRK-Gefährdung vor, die noch nicht untersucht wurde. Die Gefährdung bestätigt sich nicht aus den Bestandsplänen. Aus der eigenen Analyse ergeben sich Überschreitungen der zulässigen Spannungsschwingbreite für den Spannstahl an den Koppelfugen 7 und 8.

Traglastindex

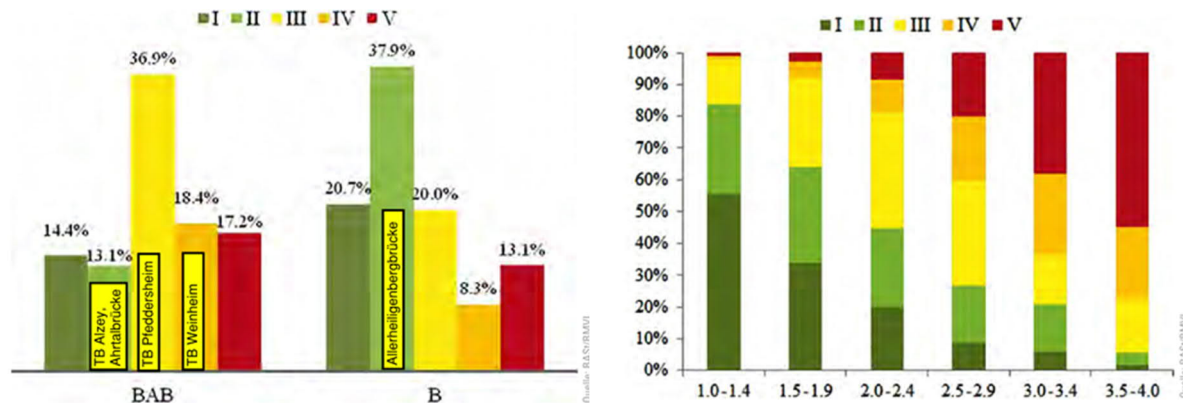
Nachfolgend werden die Einstufungsergebnisse der Traglastindexe tabellarisch aufgeführt, LAP Tabelle 16:

LAP Tabelle 16: Traglastindex des Cluster 1

Bauwerk	Traglastindex	Ziellastniveau	Tragfähigkeit
TB Pfeddersheim	III	LM1	LM1_A (NRR)
TB Alzey	II	LM1	LM1_C (NRR)
TB Weinheim	IV	LM1	BK 60 (DIN 1072)

Aufgrund des verwendeten SpRK-Spannstahls kann die TB Pfeddersheim trotz nachgewiesenem Ziellastniveau LM1 in der Nachweisklasse A der Nachrechnungsrichtlinie nicht die Traglaststufe I, sondern nur die Traglaststufe III erreichen. Für die TB Alzey, Ahrtalbrücke und die Allerheiligenbergbrücke konnten das Ziellastniveau LM1 in der Nachweisklasse C erbracht werden. Damit verfügen die Bauwerke über eine Restnutzungsdauer und können maximal mit dem Traglastindex II versehen werden. Die TB Weinheim befindet sich derzeit in Nachrechnung und wird mit der seinerzeit nachgewiesenen Brückenklasse BK 60 bislang in den Index IV eingestuft.

Nachfolgend werden die aktuellen Traglastindizes im Gesamtbestand der Bundesfernstraßen dargestellt sowie das Verhältnis zur Zustandsnote dargestellt, *LAP Abb. 22*.



LAP Abb. 22: links: Anteil des Traglastindex nach Brückenfläche der Bauwerke der Bundesfernstraßen; rechts: Anteil des Traglastindex bezogen auf die Zustandsnote der Bauwerke der Bundesfernstraßen in Prozent; (Stand 09.2019 bearb. Auszug aus G. MARZAHN ET AL 2020, (G. Marzahn et al., 2020))

Eingangsgrößen

Grundmoment M_0

Das Grundmoment setzt sich zusammen aus den Einwirkungen infolge Eigengewicht, statisch unbestimmten Anteil der Vorspannung, dem Kriechen und Schwinden sowie den wahrscheinlichen Setzungen und der Temperaturbeanspruchung, insbesondere aus dem vertikalen Temperaturgradienten.

Diskrepanzen zwischen Nachweismodell und Realität ergeben sich für das Grundmoment infolge ungenauer Kenntnis hinsichtlich des Bauablaufes und etwaigen Kriechumlagerungen, ungenauer Kenntnis über aufgetretene Setzungen sowie normativer anstatt objektbezogener Temperaturbeanspruchungen.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde das Grundmoment durch die Variation der Setzungs- und Temperaturannahmen modifiziert.

Dekompressionsmoment M_D

Das Dekompressionsmoment setzt aus dem statisch bestimmten Anteil der Vorspannung unter Berücksichtigung aller sofortigen und zeitabhängigen Verluste. Beim Ermüdungsnachweis wird dieser Anteil in den Koppelfugen zusätzlich auf 75% (außerhalb von Koppelfugen auf 90%) reduziert.

Diskrepanzen zwischen Nachweismodell und Realität ergeben sich aus der ungenauen Kenntnis der Vorspannkraftverluste an den Koppelfugen.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde das Dekompressionsmoment durch die Variation der Vorspannkraftverluste modifiziert.

Schwing- bzw. Wechselmoment ΔM

Das Schwing- bzw. Wechselmoment ΔM ergibt sich aus den ermüdungsrelevanten Lasten, welche i.A. aus dem Schwerverkehr resultieren und normativ über die Ermüdungslastmodelle umschrieben werden. Diskrepanzen zwischen Nachweismodell und Realität ergeben sich aus dem Ansatz von normativen anstelle von objektbezogenen Verkehrsbeanspruchungen (Gewicht und Häufigkeit).

Entscheidend für eine hohe Spannungsschwingbreite und damit hohe Schädigung ist der Übergang vom ungerissenen Zustand I in den gerissenen Zustand II, welcher durch das

Dekompressionsmoment beschrieben wird. Das Verhältnis zwischen Grundmoment und Dekompressionsmoment hat somit eine entscheidende Bedeutung auf den Nachweisausgang der Ermüdung und könnte als mögliche Definition eines Grenzwertes dienen.

Die Größe der Ermüdungsbelastung ist zusammenfassend also abhängig von den nachfolgenden (Performance-)Parametern:

1. Widerstandsseite
 - ertragbare Anzahl der jeweiligen Schwingbreiten $N_i(\Delta\sigma_i)$; beschrieben durch die Wöhlerlinien, welche durch Dauerschwingversuche ermittelt wird und für bekannte Spannstähle in den jeweiligen Normen bzw. Zulassungen geregelt werden.
2. Einwirkungsseite
 - Verkehrsbeanspruchung durch den Schwerverkehr (Gewicht und Häufigkeit); kennzeichnet das Schwing- bzw. Wechselmoment ΔM
 - Eigengewicht (insbesondere im Hinblick auf die Bauablaufhistorie)
 - Kriech- und Schwindumlagerungen
 - Stat. unbest. Anteil der Vorspannung (Verlauf der Spannglieder, Vorspanngrad, Verluste)
 - Setzungen
 - Temperaturbeanspruchung, insbesondere der vertikale Temperaturgradient
 - Stat. best. Anteil der Vorspannung (Lage der Spannglieder im Querschnitt, Vorspanngrad, Verluste); definiert das Dekompressionsmoment

Die beschriebenen Einwirkungen rufen eine Momentenbeanspruchung hervor, welche grundsätzlich von der Feldlänge L und insbesondere bei Zwangsbeanspruchungen (z.B. Temperatur und Setzungen) von der Biegesteifigkeit EI_y , also dem Elastizitätsmodul E und dem Flächenträgheitsmoment I_y , abhängt. Entscheidend für die Größe der Spannungsschwingbreite ist im Spannbetonbau das Verhältnis zwischen Dekompressionsmoment und Grundmoment. Sobald der Querschnitt in den gerissenen Zustand II übergeht, also Zug an der Unterseite entsteht, steigen die Spannungsschwingbreiten überproportional an. Das Dekompressionsmoment hängt nur von dem statisch bestimmten Anteil der Vorspannung ab (hier: Normalkraft und Biegemoment unter Berücksichtigung sämtlicher Verluste) und der Querschnittsfläche A sowie des effektiven Widerstandsmoments $W_{y,u}$ an der Querschnitt-Unterseite, welches sich aus dem effektiven Flächenträgheitsmoment und dem Abstand zum Schwerpunkt berechnet.

Hieraus lassen sich schließlich die nachfolgenden globalen Parameter, die relevant für den Nachweisausgang der Ermüdung sind, identifizieren.

- Feldlänge L
- Querschnittsfläche A
- Flächenträgheitsmoment I_y
- Abstand zum Schwerpunkt z_s
- Querschnittshöhe h
- eff. Widerstandsmoment $W_{y,u}$ (berechnet aus den obigen Parametern)
- E-Modul
- Spannstahlmenge, -art, und -lage im Querschnitt

Anmerkungen:

Das E-Modul unterliegt größeren Schwankungen und hängt insbesondere von den im Beton verwendeten Gesteinsarten ab. Die in den Normen angegebenen mittleren E-Moduln gelten i.A. für quarzhaltige Gesteinskörnungen. Für Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen sind die E-Moduln um 10% bzw. 30% geringer. Bei Basaltgesteinskörnungen sind die Werte 20% höher.

Globale Parameter im Vergleich der Brückenbauwerke des Cluster 1

Die nächsten beiden Tabellen zeigen die globalen Parameter, welcher für die Berechnung der Cluster 1 Brücken angesetzt wurden, LAP Tabelle 17 und LAP Tabelle 18.

LAP Tabelle 17: Globale Querschnitts- und System-Parameter

Globale Parameter Querschnitt und stat. System	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Querschnittsform	[-]	zweizellig	zweizellig	einzellig
Querschnittshöhe h	[m]	2,7	2,2	2,8
max. Feldlänge l	[m]	45	37,5	39,5
Schlankheit l/h	[-]	16,7	17,0	14,1
Feldmitte				
Fläche A	[m ²]	9,09	8,45	7,22
Flächenträgheitsmoment I _{y,eff}	[m ⁴]	8,80	5,34	7,15
Abstand Schwerpunkt zum oberen Rand z _s	[m]	0,96	0,766	0,930
Widerstandsmoment Unten W _{y,u}	[m ³]	5,05	3,72	3,82
Koppelfugen (Regel KF)				
Fläche A	[m ²]	9,09	8,45	7,22
Flächenträgheitsmoment I _{y,eff}	[m ⁴]	8,81	5,34	7,15
Abstand Schwerpunkt zum oberen Rand z _s	[m]	0,956	0,766	0,930
Widerstandsmoment Unten W _{y,u}	[m ³]	5,05	3,72	3,82

LAP Tabelle 18: Globale Baustoff-Parameter

Globale Parameter Material / Baustoffe	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Betongüte Überbau	[-]	B 450	B 450	Bn 450
Festigkeitsklasse nach DIN EN 206-1	[-]	C 30/37	C 30/37	C 35/45
charakt. Druckfestigkeit (Zylinder) f _{ck}	[MN/m ²]	30	30	35,5
E-Modul gemäß NRR 11.2 (3) E _{cm}	[MN/m ²]	28300	28300	30050
Betonstahl Überbau (Längsbew.)	[-]	BST III	BST III	BSt 42
charakt. Streckgrenze f _{yk}	[N/mm ²]	420	420	420
E-Modul	[N/mm ²]	200000	200000	200000
Spannstahl Überbau (intern)	[-]	SIGMA OVAL St 145/160	BBRV SUSPA Typ V	BBRV SUSPA Typ V
Stahlgüte fp0,2k/fpk	[N/mm ²]	1450/1600	1471/1668	1471/1668
E-Modul	[N/mm ²]	205000	205000	205000

Das Dekompressionsmoment ist wie bereits beschrieben neben der Querschnittsfläche und dem Widerstandsmoment abhängig von dem „inneren“ Aufbau der Koppelfuge, d.h. von der Anzahl und Fläche der Spannglieder sowie von der vorherrschenden Vorspannkraft. Eine Abschätzung des Dekompressionsmomentes, bei Unkenntnis der genauen bzw. rechnerischen sofortigen und zeitabhängigen Verluste (aufgrund fehlendem globalen Modell), könnte mit einer pauschalen Abminderung der damaligen zul. Vorspannkraft (0,55f_{pk}) um weitere 20% erfolgen. Zusätzlich ist die normative Abminderung des stat. best. Anteils in Koppelfugen mit dem Faktor 0.75 zu berücksichtigen.

Mögliche Abschätzung der Vorspannung in Koppelfugen:

$$\sigma_p = 0.55 \cdot f_{pk} \cdot 0.80 \cdot 0.75$$

Mit der obigen Abschätzung könnte die rechnerische Vorspannung oder Vordehnung als Eingangswert für ein standardisiertes und parametrisiertes (Einheits-)Modell auf lokaler Querschnittsebene erfolgen.

Nachfolgend ist die Berechnung des Dekompressionsmomentes für jeweils eine Koppelfuge der fünf Brückenbauwerke tabellarisch dargestellt. Die Begründung der obigen Abschätzung für zeitabhängige und sofortige Verluste ist in der Zeile Abweichung zulässige Spannung abgeleitet ($0,80 \cdot 0,75 = 0,602$ als Mittelwert; Standardabweichung $\sigma = 0,031$ ohne TB Pfeddersheim). Bei der Talbrücke Pfeddersheim ist zu berücksichtigen, dass hier die externe Vorspannung berücksichtigt wurde und dieser Wert aufgrund dessen stärker abweicht.

LAP Tabelle 19: Interne Spannglieder & Berechnung des Dekompressionsmomentes

Berechnung des Dekompressionsmomentes	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Koppelfugen-Nummer	[-]	3	13	7
Spannstahlfläche pro Spannglied A_p	[cm ²]	13,2	16,16	16,16
Zulässige Spannung $0,55 \cdot f_{pk}$	[N/mm ²]	863,3	917,24	917,2
Vordehnung bei 75% σ_{∞}	[N/mm ²]	446,3	533,41	552,78
Abweichung zulässige Spannung	[-]	0,52	0,58	0,60
Vorspannkraft je Spannglied $N_{p\infty}$	[kN]	589,16	861,99	893,29
Summe Spannglieder	[-]	21	14	20
Summe Spannstahlfläche	[cm ²]	277,2	226,24	323,2
Resultierender Hebelarm	[m]	0,444	0,534	0,690
Biegemoment $M_{yP, \text{bes.}}$	[MNm]	-14,439	-6,448	-12,327
Normalkraft N_P	[MN]	-23,362	-12,068	-17,866
zentrische Spannung N_P/A	[MN/m ²]	-2,570	-1,428	-2,474
Spannung am unteren Querschnittsrand σ_u	[MN/m ²]	-5,430	-3,159	-5,699
Dekompressionsmoment M_D	[MNm]	27,412	11,766	21,789
1. Lage Anzahl	[-]	3	3	2
1. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	2,3	1,941	2,6
2. Lage Anzahl	[-]	3	3	4
2. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	2	1,596	2,35
3. Lage Anzahl	[-]	3	3	2
3. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	1,7	1,251	2
4. Lage Anzahl	[-]	3	3	4
4. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	1,4	0,906	1,7
5. Lage Anzahl	[-]	3	2	2
5. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	1,1	0,561	1,4
6. Lage Anzahl	[-]	3		2
6. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	0,8		1,05
7. Lage Anzahl	[-]	3		2
7. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	0,5		0,7
8. Lage Anzahl	[-]			2
8. Lage Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]			0,35
Externe Vorspannung Anzahl	[-]	3		
Lage / Abstand zur QS-Oberkante	[m]	1,77		
Vorspannkraft je Spannglied $N_{p\infty}$	[kN]	3663,30		
Abstand unterste interne Spanngliedlage zum unteren Rand	[m]	0,4	0,259	0,2

Eine Erhöhung oder Reduzierung der Vorspannkraft um x % verändert folglich auch das Dekompressionsmoment linear um denselben Betrag von x %. In welcher Größenordnung sich diese Veränderung auf die Schwingbreite und damit auf den Ermüdungsnachweis auswirkt, hängt zusätzlich von der Größenordnung des Grundmomentes, insbesondere im Verhältnis zum Dekompressionsmoment ab. Nachfolgend wird das Grundmoment in der jeweiligen

Koppelfuge sowie die Einzel-Anteile in % beziffert. Die Temperaturbeanspruchung erfolgt hierbei mit einem positiven Gradienten von 8,2 K (oben wärmer als unten). Die Schnittgrößen werden zusätzlich mit einem Faktor von 0,6 für die häufige Einwirkungskombination versehen.

LAP Tabelle 20: Grundmoment mit jeweiligen Anteilen der Einwirkungen & Spannungsberechnung im Zustand I

Grundmoment	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Koppelfugen-Nummer	[-]	3	13	7
Grundmoment M ₀	[kNm]	24184	15320	26148
Eigengewicht (Summe Endzustand)	[kNm]	-14169	-6701	4607
Anteil M ₀	[%]	-59	-44	18
stat. unbest. Anteil Vorsp. (Faktor 1,1 für int. bzw. 1,05 für ext. Spannlg.) Anteil M ₀	[kNm]	21469	9087	12059
Kriechen und Schwinden	[kNm]	7632	5496	1263
Anteil M ₀	[%]	32	36	5
ständige Lasten G+P+C (inkl. entsprechender Fakt.)	[kNm]	14932	7883	17929
Anteil M ₀	[%]	62	51	69
Temperatur ($\Delta T_m = 8,2 \text{ K}$; Faktor 0,6)	[kNm]	4735	3529	3711
Anteil M ₀	[%]	20	23	14
Setzungen 10 mm (alternierend)	[kNm]	4517	3909	4509
Anteil M ₀	[%]	19	26	17
Verhältnis Grundmoment : Dekompressionsmoment	[-]	0,88	1,30	1,20
Spannung am unteren QS-Rand $\sigma_o^I = M_o / w_{y,u}$	[MN/m ²]	4,79	4,11	6,84
verbleibende Spannung am unteren QS-Rand $\sigma_o^I + \sigma_D^I$	[MN/m ²]	-0,64	0,95	1,14
Spannung am oberen QS-Rand $\sigma_o^I = M_o / w_{y,o}$	[MN/m ²]	-2,63	-2,20	-3,40
verbleibende Spannung am oberen QS-Rand $\sigma_o^I + \sigma_D^I$	[MN/m ²]	-3,63	-2,70	-4,27
Höhe der Nulllinien (ab OK QS)	[m]	3,28	1,63	2,21
Querschnittshöhe	[m]	2,70	2,20	2,80
Lage unterstes Spannglied (ab OK QS)	[m]	2,30	1,94	2,60

Eine Abschätzung des rechnerischen Grundmomentes als Eingangswert für ein standardisiertes und parametrisiertes (Einheits-)Modell auf lokaler Querschnittsebene weist i.V. zum Dekompressionsmoment und den ermüdungsrelevanten Verkehrslasten die größten Schwierigkeiten auf.

Das ausgearbeiteten Messkonzept (s. Arbeitspaket 2.1) des Cluster 1 hat zum Ziel, über die direkte Korrelation zwischen der Rissdoppelamplitude zum Stoffgesetz des Spannstahls (ebenfalls im gerissenen Zustand II) bei einer Dauermessung mit verschiedenen gemessenen Temperaturgradienten, auch ein Anstieg bzw. Steigungswechsel der Rissdoppelamplitude zu erkennen, der den Übergang von Zustand I in den Zustand II kennzeichnet und somit das tatsächliche Dekompressionsmoment aufzeigt. Hierüber ließe sich die Abweichung des tats. Dekompressionsmomentes vom rechn. Dekompressionsmoment und damit ebenfalls die verschiedenen Grundmomente in Abhängigkeit des Temperaturgradienten kalibrieren (K. Zilch et. al, 2009).

Bei erfolgreicher Kalibrierung des Dekompressionsmomentes und des Grundmomentes ist es letztendlich sekundär aus welchen Einzeleinwirkungen mögliche Abweichungen stammen. Für die Kalibrierung ist allerdings eine initiale rechn. Grundbeanspruchung erforderlich. Die rechn. Anteile aus dem linearen Temperaturgradient müssen bekannt sein, sodass zunächst die Abschätzung bzw. Berechnung des Momentes aus dem linearen Temperaturgradienten thematisiert wird.

Eine Abschätzung der Beanspruchung aus dem linearen Temperaturgradienten bei konstanter Biegesteifigkeit kann mit der nachfolgenden Formel erfolgen:

$$M_{y,\Delta T_m} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E I_y \quad \text{mit: } E I_y \approx \text{const. über die Feldlänge}$$

LAP Tabelle 21: Vereinfachte Abschätzung der Temperaturbeanspruchung

Abschätzung der Temperaturbeanspruchung	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Koppelfugen-Nummer	[-]	3	13	7
Berechnung/Abschätzung der Temperaturschnittgröße: $M_{y,T} = \alpha_T \cdot \Delta T_m / h \cdot E I_y$ mit: $E I_y = \text{const.}$	[MNm]	7.57	5.63	6.29
häufige Temperaturschnittgröße $M_{y,\text{freq},T} = 0,6 \cdot M_{y,T}$	[MNm]	4.54	3.38	3.78
Biegemoment aus globalem Modell	[MNm]	4.74	3.53	3.71
Abweichung Handrechnung : globales Modell	[-]	0.96	0.96	1.02

Die Abschätzung der Temperatur lässt sich bei Brücken mit größeren Abweichungen von I_y (s. Ahrtalbrücke) über die jeweilige Feldlänge, in der die Koppelfuge liegt, verbessern, wenn man den Mittelwert des Flächenträgheitsmomentes I_y und damit bei konstantem E-Modul gleichfalls den Mittelwert der Biegesteifigkeit bildet und zur Berechnung heranzieht. Dies setzt allerdings eine genauere Analyse der Schalpläne voraus. Außerdem gilt die obige Formel nur für Koppelfugen, dessen benachbarte Felder gleiche Feldlängen aufweisen. In der Regel werden Endfelder kürzer ausgeführt, sodass Koppelfugen, die im Endfeld oder im 1. benachbarten Innenfeld liegen genauer über eine Korrektur ermittelt werden können. Das positive Biegemoment aus dem Temperaturgradienten ist am Widerlager Null und in der ersten Pfeilerachse ca. um den Faktor der Feldlängen (Länge 1. Innenfeld : Länge Endfeld) größer. Hierdurch kann schließlich mit dem Abstand der Koppelfuge (KF) zur Pfeilerachse a_{KF} das Moment aus der Temperaturbeanspruchung genauer ermittelt bzw. interpoliert werden (s. Allerheiligenbergbrücke).

LAP Tabelle 22: Genauere Abschätzung der Temperaturbeanspruchung

genauere Abschätzung der Temperaturbeanspruchung	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
I_y Mittelwert über L des jeweiligen Feldes der KF	[m ⁴]	9.12	5.59	7.03
Berechnung/Abschätzung der Temperaturschnittgröße: $M_{y,T} = \alpha_T \cdot \Delta T_m / h \cdot E I_y$ mit: $E I_y = \text{const.}$	[MNm]	7.84	5.90	6.19
Feldlänge in der die KF liegt	[m]	45.00	37.50	39.50
unmittelbar benachbarte Feldlänge	[m]	45.00	37.50	39.50
Moment in 1. Pfeilerachse	[MNm]	7.84	5.90	6.19
Moment in KF	[MNm]	7.84	5.90	6.19
häufige Temperaturschnittgröße $M_{y,\text{freq},T} = 0,6 \cdot M_{y,T}$	[MNm]	4.71	3.54	3.71
Abweichung Handrechnung : globales Modell	[-]	0.99	1.00	1.00

Innenfelder: $M_{y,\Delta T_m} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E \bar{I}_y$ mit: $I_y \triangleq$ Mittelwert über die Feldlänge, in der die KF liegt

$$1. \text{Innenfeld: } M_{y,\Delta T_m,1.\text{Innenfeld}} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E \bar{I}_y \cdot \frac{L_{1.\text{Innenfeld}}}{L_{\text{Endfeld}}} - \frac{\left(\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E \bar{I}_y \cdot \frac{L_{1.\text{Innenfeld}}}{L_{\text{Endfeld}}} - M_{y,\Delta T_m} \right)}{L_{1.\text{Innenfeld}}} \cdot a_{KF}$$

$$\text{Endfeld: } M_{y,\Delta T_m,\text{Endfeld}} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E \bar{I}_y \cdot \frac{L_{1.\text{Innenfeld}}}{L_{\text{Endfeld}}} - \frac{\left(\frac{\alpha_T \cdot \Delta T_m}{h} \cdot E \bar{I}_y \cdot \frac{L_{1.\text{Innenfeld}}}{L_{\text{Endfeld}}} - 0 \right)}{L_{1.\text{Innenfeld}}} \cdot a_{KF}$$

Für eine initiale unscharfe Abschätzung des rechnerischen Grundmomentes als Eingangswert für ein standardisiertes und parametrisiertes (Einheits-)Modell auf lokaler Querschnittsebene könnte der Anteil aus dem häufigen Temperaturgradienten mit $\Delta T_m = 8,2 \text{ K} \cdot 0,6$ (oben wärmer als unten) mit 20% angesetzt werden:

$$M_0(\text{ohne } \Delta T_m) = M_{y, \Delta T_m=4,92 \text{ K}, i} / 0,2$$

Die Schnittgrößen aus den ermüdungsrelevanten Lasten, die sich aus dem Schwerverkehr ergeben und im Ermüdungslastmodell 3 über ein Modell mit insgesamt 480 kN (ca. 48 t) repräsentiert werden, werden nachfolgend tabellarisch für die Brücken des Cluster 1 in der jeweiligen Koppelfuge dargestellt.

LAP Tabelle 23: Abschätzung des Wechselmomentes / der Ermüdungsbeanspruchung

Wechselmomente (ohne Profilverformung)	Einheit	Talbrücke Pfeddersheim	Talbrücke Alzey	Talbrücke Weinheim
Koppelfugen-Nummer	[-]	3	13	7
Lastwechselmomente net ELM+ (Faktor 1,4)	[kNm]	2029	1683	1795
Lastwechselmomente net ELM- (Faktor 1,4)	[kNm]	-1890	-1517	-1560
Wechselb. Schw.moment Mm	[kNm]	3918	3199	3355
Verhältnis zum Grundmoment $\Delta M+ / M_0$	[%]	8,39	10,98	6,86
Verhältnis $\Delta M+M_0 / M_D$	[-]	0,96	1,45	1,28
Abschätzung der Verkehrsbeanspruchung (ELM3 4Bt0); ohne Profilverformung und Faktor 1,4 aus Ermüdungsnachweis				
Feldlänge L in der die KF liegt	[m]	45	37,5	39,5
Lage der KF /Abstand zur Pfeilerachse	[m]	8,75	7,75	7,7
Lage der KF im Verhältnis zu Feldlänge (i.A. 0,2L)	[-]	0,194	0,207	0,195
Faktor zur Ermittlung des Momentes $\Delta M+$ in der KF	[-]	0,067	0,067	0,068
Faktor zur Ermittlung des Momentes $\Delta M-$ in der KF	[-]	-0,062	-0,060	-0,059

Das Wechselmoment infolge der Verkehrslasten hängt bei konstanter Biegesteifigkeit EI_y über die Brückenlänge hauptsächlich von der Last F und der Feldlänge L ab und könnte überschlägig mit den Mittelwerten μ aus der obigen Tabelle für die Laststellung des ELM3 wie folgt abgeschätzt werden:

$$M_{ELM3+} = 0,068 \cdot F_{ELM3} \cdot L \quad (\text{Mittelwert } \mu = 0,068; \quad \text{Standardabweichung } \sigma = 0,0026)$$

$$M_{ELM3-} = -0,061 \cdot F_{ELM3} \cdot L \quad (\text{Mittelwert } \mu = -0,061; \quad \text{Standardabweichung } \sigma = 0,0051)$$

$$\Delta M_{ELM3} = M_{ELM3+} - M_{ELM3-}$$

Mit dieser groben Abschätzung, u.a. ohne die Berücksichtigung einer etwaigen Profilverformung, Berücksichtigung mehrerer Achslaststellungen und Gewichte des Lastmodells, könnte die Verkehrsbelastung (auch aus anderen Lastmodellen bzw. Gesamtgewichten) als Eingangswert der ermüdungsrelevanten Schnittgrößen initial für ein standardisiertes und parametrisiertes (Einheits-)Modell auf lokaler Querschnittsebene überschlagen werden. Die Quantifizierung und Festlegung von essenziellen Grenzwerten

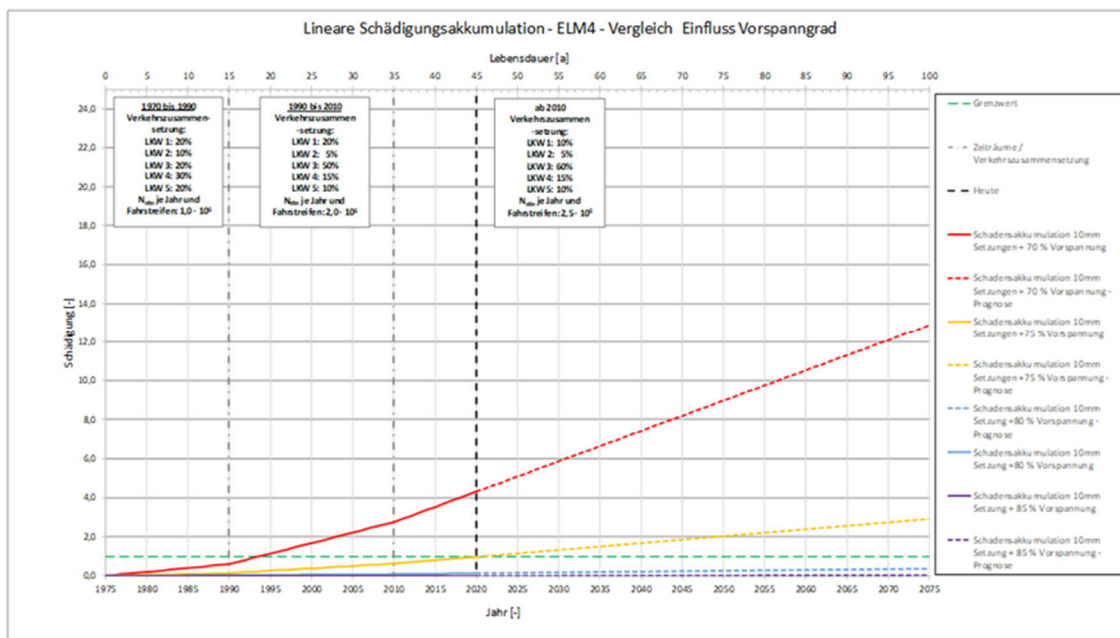
bedarf im weiteren Projektverlauf einer Auswertung und Analyse der Daten aus den Messsystemen.

Sensitivitätsanalyse

Variation der Vorspannkraftverluste

Eine Variation der Vorspannungsverluste führt zu einer Änderung der Dekompressionsspannung am unteren Querschnittsrand und damit zu einer Änderung des Dekompressionsmomentes. Eine Erhöhung oder Reduzierung der Vorspannkraft um x % verändert folglich auch das Dekompressionsmoment linear um denselben Betrag von x %. In welcher Größenordnung sich diese Veränderung auf die Schwingbreite und damit auf den Ermüdungsnachweis auswirkt, hängt zusätzlich von der Größenordnung des Grundmomentes, insbesondere im Verhältnis zum Dekompressionsmoment ab.

Nachfolgend wird die Variation des Vorspanngrades und der Einfluss auf die lineare Schadensakkumulation nach Palmgren und Miner exemplarisch an der Talbrücke Alzey in der Koppelfuge 14 aufgeführt. Dabei wurde der Ansatz von 70%, 75% (normativer Faktor), 80% und 85% der Vorspannung bei gleichbleibendem Grundmoment $M_0(\Delta T_m = \text{var.})$ untersucht.



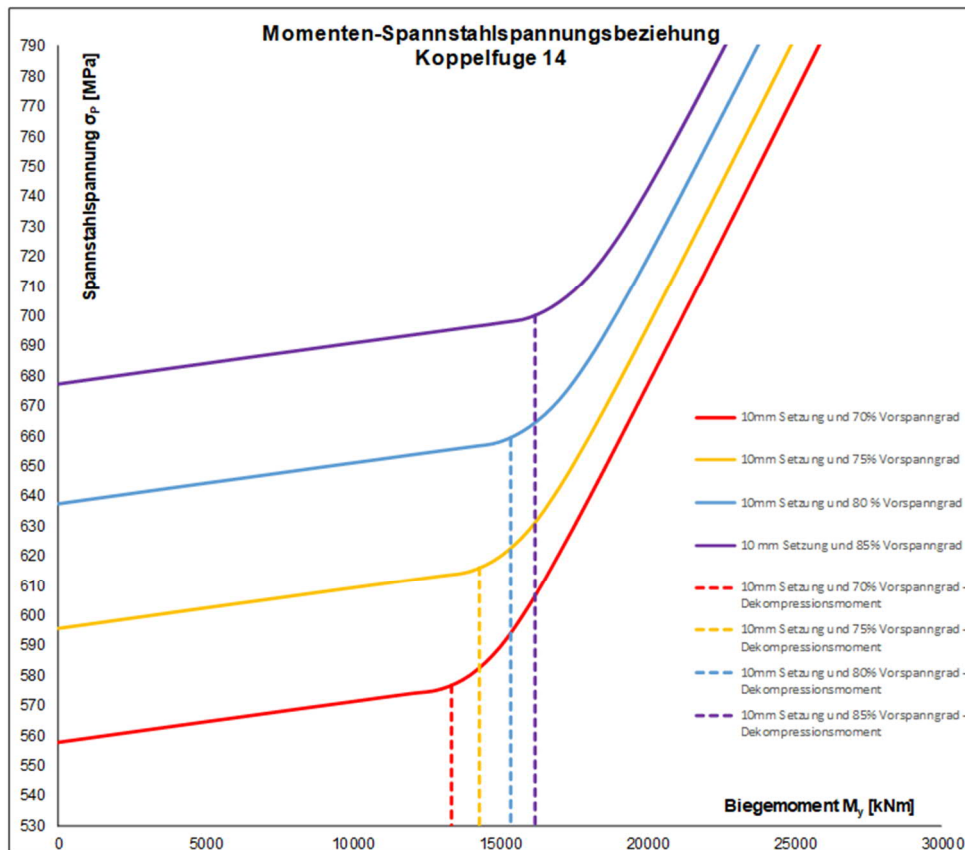
LAP Abb. 23: Einfluss des Vorspanngrades auf die lineare Schädigungsakkumulation – ELM4 der KF14 TB Alzey

Eine Variation der Vorspannung um jeweils 5% hat folgende rechnerische Auswirkungen auf die Schädigung bzw. Restnutzungsdauer im Jahre 2020:

70% Vorspannung	- Schädigung D = 4,306	+335%
75% Vorspannung	- Schädigung D = 0,989	normativ (Ausgang bzw. 100%)
80% Vorspannung	- Schädigung D = 0,126	-87%
85% Vorspannung	- Schädigung D = 0,008	-99%

Eine Variation der Vorspannung hat extreme Auswirkungen auf den Nachweisausgang der Ermüdung. Hieraus lässt sich die Relevanz der genaueren Kenntnis der Vorspannkraftverluste und die Kalibrierung des Dekompressionsmomentes im Zuge eines Messsystems ableiten. Nachfolgend sind die zugehörigen Momenten-Spannstahlspannungsbeziehungen

mit unterschiedlichem Vorspanngrad der Koppelfuge 14 aufgezeigt. Zusätzlich ist das zugehörige Dekompressionsmoment eingezeichnet, LAP Abb. 24.



LAP Abb. 24: Momenten-Spannstahlspannungsbeziehung unterschiedlicher Vorspanngrade

Die nächste Tabelle zeigt die konstanten Grundmomente unter den unterschiedlichen Temperaturgradienten gemäß der NRR mit der zugehörigen Auftretenshäufigkeit, LAP Tabelle 24.

LAP Tabelle 24: Konstante Grundmomente in Abhängigkeit des lin. Temperaturgradienten

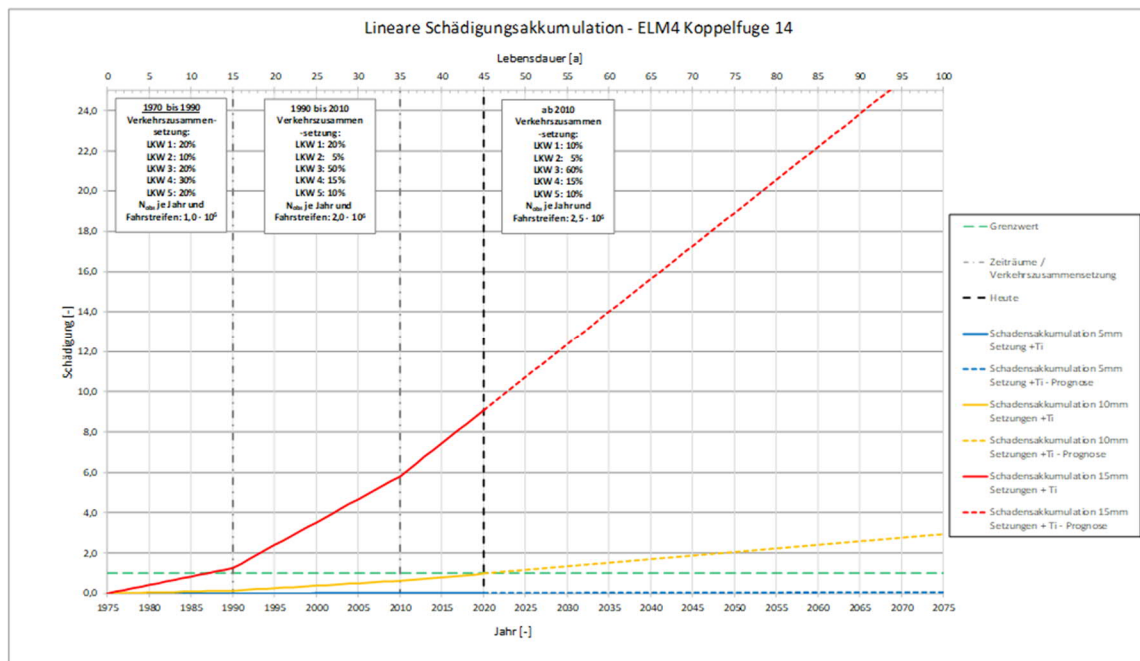
Grundmomente $M_0(\Delta T)$	M_y [kNm]	Auftretenshäufigkeit $\lambda_{T,\Delta T}$ [%]
$M_0(\Delta T = -4 \text{ K})$	10054	1
$M_0(\Delta T = -3 \text{ K})$	10602	2
$M_0(\Delta T = -2 \text{ K})$	11151	3
$M_0(\Delta T = -1 \text{ K})$	11699	8
$M_0(\Delta T = 0 \text{ K})$	12248	13
$M_0(\Delta T = 0.82 \text{ K})$	12796	17
$M_0(\Delta T = 1.64 \text{ K})$	13345	17
$M_0(\Delta T = 2.46 \text{ K})$	13893	14
$M_0(\Delta T = 3.28 \text{ K})$	14442	10
$M_0(\Delta T = 4.10 \text{ K})$	14991	7
$M_0(\Delta T = 4.91 \text{ K})$	15539	4
$M_0(\Delta T = 5.74 \text{ K})$	16088	3
$M_0(\Delta T = 6.56 \text{ K})$	16636	1

Für die Koppelfuge 14 der Talbrücke Alzey gilt, dass wenn ca. mehr als 25% der auftretenden Grundmomente in Abhängigkeit des vertikalen Temperaturgradienten größer als das Dekompressionsmoment sind (hier der Fall bei 75%; $M_D \approx 14,3 \text{ MNm}$), steigt die Schädigungssumme rapide an und eine Nutzungsdauer von 100 Jahren wird nicht erreicht. Es zeigt sich also, dass neben dem Dekompressionsmoment auch das Grundmoment

entscheidend ist. Nachfolgend wird exemplarisch das Grundmoment variiert, in dem unterschiedliche Setzungsannahmen (5 mm, 10 mm und 15 mm ungünstig „zick-zack-förmig“ überlagert) getroffen werden. Die normative Vorspannung (75%) und damit das Dekompressionsmoment wird hierbei konstant gehalten.

Variation der Setzungen

Die Variation des Grundmomentes erfolgt über die Variation der Setzungen, vgl. LAP Abb. 1. Eine Erhöhung der Setzungen um x % verändert die Zwangsschnittgrößen infolge Setzungen um denselben Betrag x %. Je nach Anteil am Grundmoment wirkt sich dies unterschiedlich auf das Grundmoment aus.



LAP Abb. 25: Einfluss der Setzungsannahmen auf die lineare Schädigungsakkumulation – ELM4 der KF14 TB Alzey.

Die LAP Tabelle 25 zeigt die konstanten Grundmomente unter den unterschiedlichen Temperaturgradienten gemäß der NRR mit der zugehörigen Auftretenshäufigkeit:

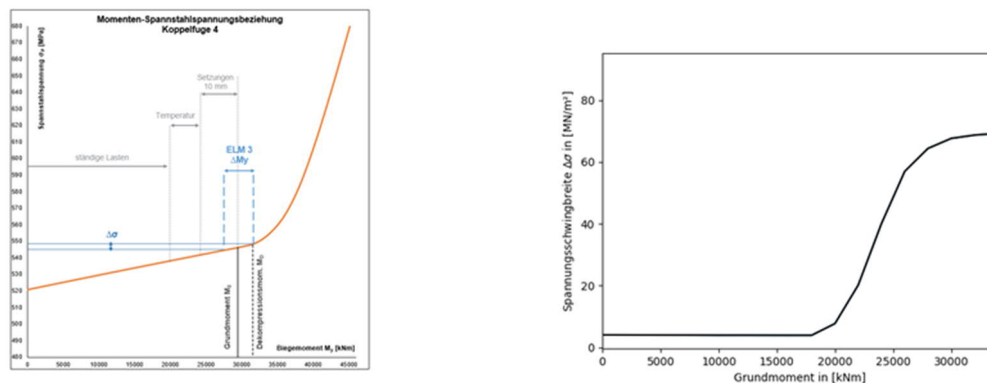
LAP Tabelle 25: Grundmomente in Abhängigkeit des linearen Temperaturgradienten mit unterschiedlichen Setzungsannahmen

Grundmomente $M_0(\Delta T_M)$	$M_{y0, 5 \text{ mm}}$ [kNm]	$M_{y0, 10 \text{ mm}}$ [kNm]	$M_{y0, 15 \text{ mm}}$ [kNm]	Auftretenshäufigkeit $\Delta T, \Delta T$ [%]
$M_0(\Delta T = -4 \text{ K})$	7888	10054	12220	1
$M_0(\Delta T = -3 \text{ K})$	8436	10602	12768	2
$M_0(\Delta T = -2 \text{ K})$	8985	11151	13317	3
$M_0(\Delta T = -1 \text{ K})$	9533	11699	13865	8
$M_0(\Delta T = 0 \text{ K})$	10082	12248	14414	13
$M_0(\Delta T = 0.82 \text{ K})$	10630	12796	14962	17
$M_0(\Delta T = 1.64 \text{ K})$	11179	13345	15511	17
$M_0(\Delta T = 2.46 \text{ K})$	11728	13893	16059	14
$M_0(\Delta T = 3.28 \text{ K})$	12276	14442	16608	10
$M_0(\Delta T = 4.10 \text{ K})$	12825	14991	17156	7
$M_0(\Delta T = 4.91 \text{ K})$	13373	15539	17705	4
$M_0(\Delta T = 5.74 \text{ K})$	13922	16088	18254	3
$M_0(\Delta T = 6.56 \text{ K})$	14470	16636	18802	1

Es ist deutlich zu erkennen, dass die Setzungsdifferenz und damit das Grundmoment einen erheblichen Einfluss auf die Schadensakkumulation haben. Die Relevanz der genaueren Kenntnis der Grundmomente und die Kalibrierung im Zuge eines Messsystems lassen sich aus den Ergebnissen der Sensitivitätsanalysen darlegen.

Auswahl der Koppelfuge als kritischer Punkt im Bauwerk

Die Identifikation der Koppelfuge als kritisches Bauteil erfolgt auf Grundlage der Erkenntnisse aus der Literatur für abschnittsweise hergestellten Spannbetonbrücken mit Koppelankern (vgl. (Zilch, Weiher, & Gläser, 2009) und (Neitzel & Schwarz, 2017)). Demnach sind die Koppelfugen allgemein der kritische Punkt in Bezug auf den Schädigungsgrad im Grenzzustand der Ermüdung. Allgemein sind die hohen Spannungsschwingbreiten in vorgespannten Querschnitten durch den Zustand der Rissbildung während der Überfahrt von ermüdungsrelevanten Verkehrslasten (Schwerlastverkehr) bestimmt. Die Spannungsschwingbreite ist bei gerissenen Querschnitten (Zustand II) deutlich höher als im ungerissenen Zustand. Entsprechend ergibt sich ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen der Spannungsschwingbreite des Spannstahls und der Höhe des Grundmoments aus Eigengewicht, Ausbaulasten, Vorspannung, Setzung und Temperatur sowie den zugehörigen Krieeffekten. Die nächste Darstellung illustriert den Zusammenhang zwischen der Spannstahlspannung und dem Grundmoment sowie der Spannungsschwingbreite im Spannstahl in Abhängigkeit vom Grundmoment unter einem gewählten Verkehrslastmodell, LAP Abb. 26:



LAP Abb. 26: Momenten-Spannstahlbeziehung

Wie in der linken Abbildung erkennbar nehmen die Spannstahlspannungen bis zum Erreichen des Dekompressionsmoments linear mit konstanter Steigung zu. Nach Überschreiten des Dekompressionsmoments wird die Spannungsbeziehung nichtlinear, da der Stahlbetonquerschnitt aufreißt und sich die Druckzone entsprechend zum Druckrand hin einschnürt. Entsprechend gelten hier nicht mehr die Gesetzmäßigkeiten der Festigkeitslehre und die Spannungsberechnung muss iterativ über die Dehnungsebene geführt werden. Die Differentiation der Momenten-Spannstahlbeziehung führt zur rechten Darstellung für eine gegebene Verkehrsbelastung mit definierten Maximal- und Minimalmomenten aus der Überfahrt der Verkehrslast über das Brückenbauwerk. Entsprechend folgt hier zunächst eine konstante Spannungsschwingbreite bis zum Erreichen des Dekompressionsmomentes, gefolgt von einer nichtlinearen, linearen, nichtlinearen und konstanten Weiterführung der Funktion.

Die Ursache, dass Koppelfugen den Schwachpunkt der Konstruktionen darstellen hat sowohl Ursachen auf der Widerstands- als auch auf der Einwirkungsseite. In der nächsten Tabelle sind zunächst die Ermüdungswiderstände für Spannstahl, Betonstahl und Kopplungen der Spannstähle nach DIN FB 102 Tabelle 4.116 angegeben, LAP Tabelle 26:

LAP Tabelle 26: Ermüdungswiderstände für Spannstahl, Betonstahl und Kopplungen der Spannstähle nach DIN FB 102 Tabelle 4.116

Spannstahl – Nachträglicher Verbund	Spannungsexponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [MN/m ²] in
	K1	K2	
Gekrümmt, Stahlhüllrohr	3	7	120
Kopplungen und Verankerungen	3	5	80

Spannstahlkopplungen haben somit einen geringeren Ermüdungswiderstand als ungekoppelter Spannstahl. Zudem liegen bei Spannstahlkopplungen aufgrund der angeordneten Arbeitsfuge nur eine geringe bzw. keine Zugfestigkeit vor. Entsprechend kommt es im Bereich der Arbeitsfugen zu vermehrter Rissbildung mit großen Rissbreiten, Zilch, Weiher, & Gläser (2009).

Auf der Einwirkungsseite führt die Querschnittsvergrößerung der Spannglieder an den Spannstahlkopplungen zu erhöhten Spannkraftverlusten aus Kriechen, Schwinden und Relaxation. Diese Spannkraftverluste haben entsprechend einen direkten Einfluss auf das Grundmoment, welches die Größe der auftretenden Spannungsschwingbreiten maßgeblich beeinflusst. Hinzu kommen rechnerische Ungenauigkeiten (Unvollständig erfasste Bauzustände, ungleichmäßige Erwärmung der Querschnitte), welche nach dem damaligen Stand der Technik nicht berücksichtigt wurden, Zilch, Weiher, & Gläser (2009).

Weiterentwicklung der Modelle:

In Kapitel 1.2 wurden die grundlegenden Modelle mit den Eingangsdaten der Bestandsstatiken sowie den Festlegungen der Nachrechnungsrichtlinie erstellt. Zur ersten Weiterentwicklung der Modelle wurden nachträgliche Verstärkungen, wie bspw. an der Talbrücke Pfeddersheim, in das Modell eingearbeitet und in die Berechnungen der Schädigungsgrade inkludiert.

Nach den obigen Darstellungen ist insbesondere das Grundmoment und damit verbunden der Rissbildungszustand bei Überfahrt ermüdungsrelevanter Lasten für die Ermittlung der Spannungsschwingbreite maßgebend. Mithilfe eines Monitoringverfahrens, welches in Anlehnung an, Zilch, Weiher, & Gläser (2009) entwickelt wird, erfolgt die Kalibrierung des Grundmoments und der Spannungsschwingbreiten mit Messungen der Rissbreiten über Überfahrt von Schwerlastverkehr. Das Ergebnis für die Weiterentwicklung der numerischen Modelle sind entsprechend Anpassungsfaktoren für das Grundmoment, welche in künftigen Ermüdungsberechnungen in die Auswertung einfließen können.

Mithilfe der Beschleunigungssensoren ist eine Anpassung des E-Moduls über die maßgebende Eigenfrequenz und Eigenform möglich. In den Messungen der Beschleunigungs-Zeitverläufe am Bauwerk werden dabei neben der Nacherhärtung auch Effekte aus der Rissbildung erfasst. Diese Erkenntnisse tragen zu einer realistischeren Modellierung der Bauteilsteifigkeit bei.

Definition des KPI Schädigungsgrad:

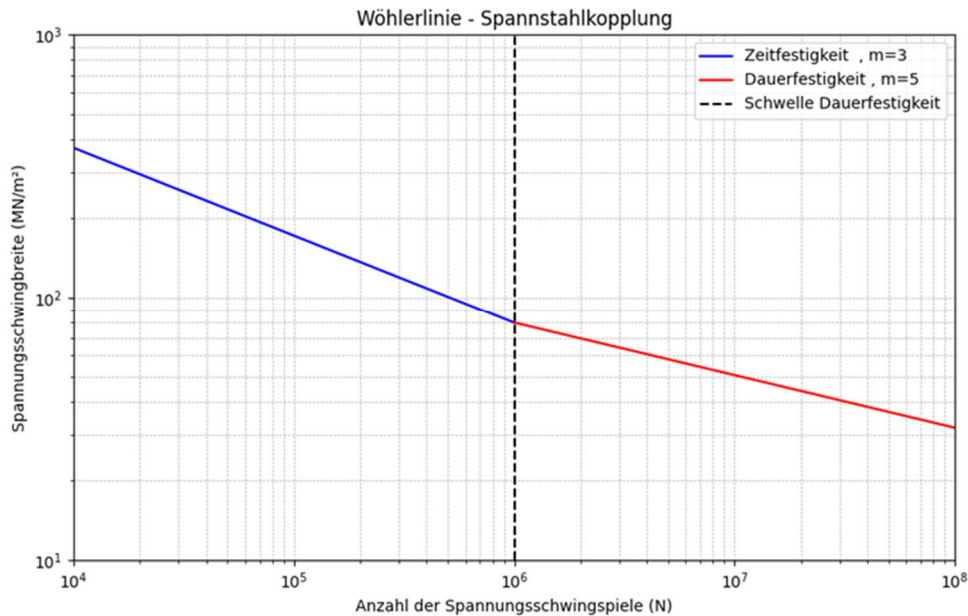
Der KPI Schädigungsgrad wird nach der Palmgren-Miner-Schadensakkumulation berechnet. Die nächste Gleichung zeigt die Berechnungsgrundlage:

$$D_{Ed} = \sum_i D(\Delta\sigma_i) = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} = \sum_i \frac{n_i}{N^*} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)} \right]^m \leq 1$$

mit:

$m = k_1$ für $\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)$ bzw. $m = k_2$ für $\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)$

Für den hier betrachteten Fall der Spanngliedkopplungen ist in der nächsten Abbildung die entsprechende Wöhlerlinie für die Kopplungen dargestellt, LAP Abb. 27:



LAP Abb. 27: Wöhlerlinie zur Spannstahlkopplung

Liegen die Spannungsschwingbreiten oberhalb der ertragbaren Spannungsschwingbreiten bei $1e6$ Lastwechseln kann die Kopplung weniger als $1e6$ Lastwechsel bis zum Bruch ertragen. Entsprechend befindet sich die Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich. Liegen die Spannungsschwingbreiten unterhalb des Grenzwerts befindet sich die Kurve im Dauerfestigkeitsbereich und die Spannstahlkopplung kann über $1e6$ Lastwechsel bis zum Ermüdungsversagen ertragen.

2. AP2: Modellkonzeptoptimierung

2.1. Definition Messkonzept

Als KPI wurde der Schädigungsgrad der Spannglieder an den Koppelfugen ausgewählt. Dabei wird ein erweitertes Konzept in Anlehnung an [(Zilch, Weiher, & Gläser, 2009)] verwendet. Für den Entwurf eines Monitoringkonzeptes sind allgemein die folgenden Bedingungen an Messgrößen sowie deren Messsysteme zu stellen:

- Direkter Zusammenhang zwischen Messgröße und Zielparameter
 - Keine Beschädigung des Tragwerks bei Montage des Monitoringsystems
- Der Schädigungsgrad in Bauteilen ist von der Anzahl der Lastwechsel und der Spannungsschwingbreite bestimmt. Bei Spannbetonbauteilen wird die Spannungsschwingbreite im Wesentlichen durch den Rissbildungszustand im Querschnitt und (damit verbunden) der überfahrenden LKW-Achslasten bestimmt. Der Rissbildungszustand wird neben dem Biegemoment aus der Verkehrslast (LKW-Achslasten) wesentlich durch das Grundmoment M_0 beeinflusst. Dieses umfasst bei vorgespannten Bauwerken vier Anteile:

$$M_0 = M_{g+\Delta g} + M_P + M_{\Delta T} + M_{Set}$$

Mit:	$M_{g+\Delta g}$	Biegemoment aus Eigengewicht und Ausbaulasten, unter Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden mit zugehörigen Bauzuständen
	M_P	Vorspannmoment aus statisch bestimmter und unbestimmter Vorspannung u.U. Berücksichtigung höherer lokaler Spannkraftverluste an Koppelfugen.
	$M_{\Delta T}$	Biegemoment aus Temperatureinwirkung
	M_{Set}	Biegemoment aus Setzungen. Hierbei ist beachten, dass Zwangsschnittgrößen aus Setzungen über den Lebenszyklus zu wesentlichen Anteilen abgebaut werden

Aus den obigen Randbedingungen sowie der Definition der Einflussgrößen werden die folgenden Sensoren verwendet, LAP Tabelle 27:

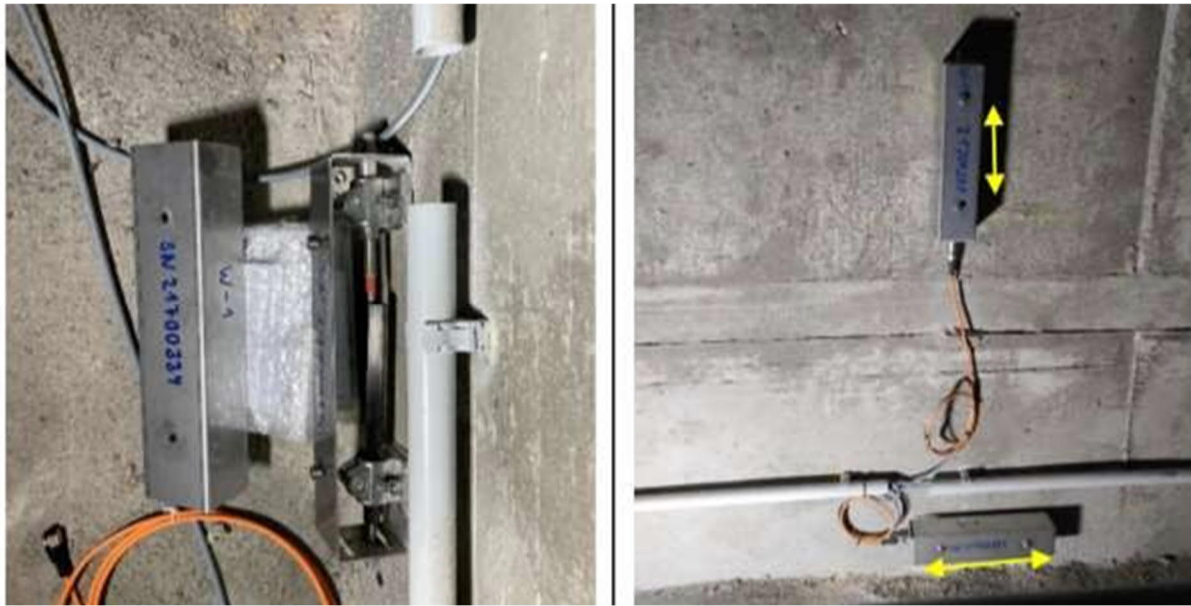
LAP Tabelle 27: Sensoreinsatz

Sensor	Messgröße	Monitoringkonzept	Abtastrate [Hz]
Integraler Wegaufnehmer	Weg [mm]	RDA	100
Temperaturfühler	Temperaturgradient [°C]	RDA	1/60
Beschleunigungsaufnehmer	Beschleunigung [m/s²]	RDA/ Modalbasierte Schädigungsanalyse	100
Strahlungsmessung	Strahlungsenergie [W/m²]	RDA	1/60

Als Messgröße wird die Rissbreite an den Koppelfugen herangezogen. Diese erfüllt die Anforderungen an die Messgröße nach den obigen Erläuterungen und ermöglicht die Aufstellung eines direkten Zusammenhanges zwischen der Rissöffnung und der Spannungsschwingbreite unter Verkehrsbelastungen. Die Messung der Rissbreiten ermöglicht dabei sowohl Rückschlüsse auf die Spannungsschwingbreiten im Zustand I (Sehr kleine Rissöffnungen) und Zustand II (Größer werdende Rissöffnungen). Über den Zusammenhang zwischen Rissdoppelamplitude und der Spannungsschwingbreite sind damit zwei wesentliche Kenngrößen bestimmbar:

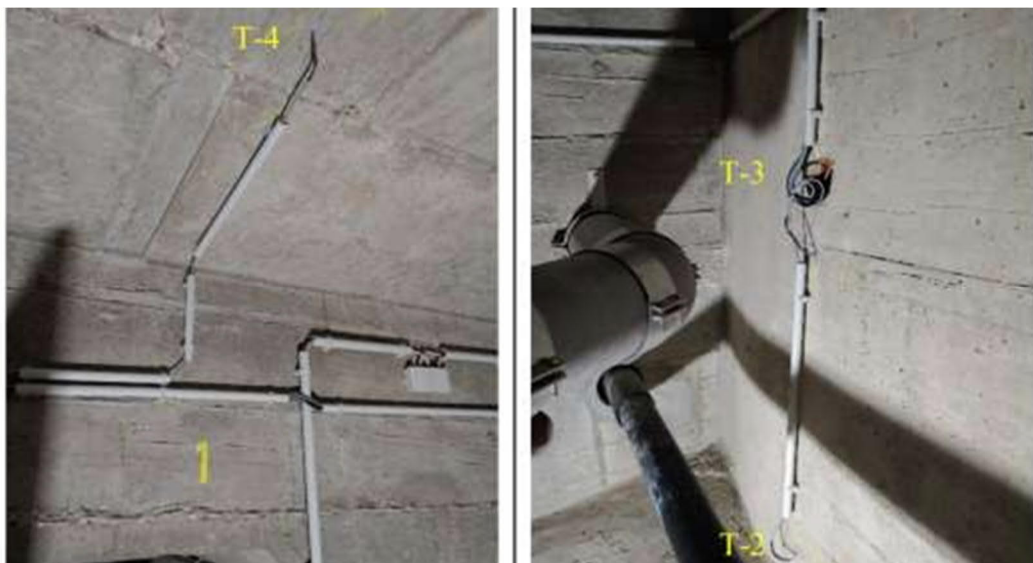
- Spannungsschwingbreiten unter den wesentlichen Überfahrten
- Tatsächliches Grundmoment

Damit die gemessenen Rissdoppelamplituden einem einwirkenden Biegemoment zugeordnet werden können, müssen die Einzelkomponenten bekannt sein. Eigengewicht und Ausbaulasten sind dabei nahezu exakt ermittelbar. Die Bauwerkssetzungen können lediglich realistisch abgeschätzt werden, wenn von Beginn des Lebenszyklus Messungen zu den Setzungen durchgeführt werden und wurden. Die tatsächlichen Biegemomente aus der Temperaturbelastung können über die Messung der Temperaturgradienten (Linear veränderlicher Anteil) relativ genau abgeschätzt werden. Dazu müssen entsprechende Temperatursensoren in der Fahrbahnplatte, den Stegen und der Bodenplatte angeordnet werden, um den linear veränderlichen Anteil möglichst genau zu erfassen. Die Wegsensoren zur Messung der Rissdoppelamplitude sowie der Temperatursensor sind somit für die direkte Messung der Rissdoppelamplitude und der Kalibrierung mit den Spannungsschwingbreiten im Bauwerk erforderlich. Die nächste Abbildung zeigt beispielhaft einen integralen Wegaufnehmer, welcher für die Messung der Rissdoppelamplitude herangezogen wird, LAP Abb. 28:



LAP Abb. 28 Integraler Wegaufnehmer zur Messung der Rissdoppelamplitude

In der nächsten Abbildung werden beispielhaft die Temperatursensoren in der Fahrbahnplatte und in einem Steg des Hohlkastens der Talbrücke Pfeddersheim dargestellt, LAP Abb. 29:



LAP Abb. 29: Temperatursensoren Talbrücke Pfeddersheim

Eine Rissbildung im Bauteil korreliert mit den Eigenfrequenzen und Eigenformen des Bauwerks. Entsprechend werden neben den Messgrößen zur Bestimmung der Rissdoppelamplitude auch Beschleunigungssensoren eingebaut, welche einen Rückschluss auf die tatsächliche Rissbildung ermöglichen könnten. Die aufgezeichneten Beschleunigungs-Zeitverläufe können durch die Transformation in den Frequenzbereich zur Beurteilung der ersten Biegeeigenform der Bauwerke herangezogen werden, sofern diese durch den ambivalenten Verkehr eindeutig angeregt werden. Eine gezielte Anregung der ersten Biegeeigenform findet nicht statt. Die nächste Abbildung zeigt beispielhaft die Applikation eines Beschleunigungssensors in Feldmitte eines ausgewählten Feldes, LAP Abb. 30:



LAP Abb. 30: Beschleunigungssensoren in Feldmitte

2.2. KI/Messkonzeptoptimierung

Im Arbeitspaket AP 2.3 wurde die Datenmanagement- Plattform erstellt und getestet. Nachdem auch die Messsensoren in Betrieb genommen wurden, erfolgte eine direkte Anbindung an das Dashboard. So sind die Daten tagesaktuell aufbereitet und können jederzeit analysiert werden. Avato übernahm dabei den technischen Teil und LAP den fachlichen Teil für das Cluster 1.

Im Dashboard kann der Schädigungsgrad für die Talbrücken Pfeddersheim, Weinheim und Alzey für die Vergangenheit, Gegenwart und Zukunft dargestellt werden. Da der Schädigungsgrad aus der Vergangenheit von verschiedenen Unbekannten (Wirksame Setzungen über den Lebenszyklus, Streuung der Vorspannkkräfte) bestimmt ist, werden im Dashboard verschiedene Auswahlmöglichkeit für die Setzungen zur Auswahl dargestellt.

Die Messkonzepte wurden auf Redundanzen überprüft, um eine optimierte Verwendung der Sensoren für das Monitoring ermöglicht. Dabei wurden zum einen die integralen Wegaufnehmer ausschließlich an den kritischen Koppelfugen angebracht, um ausschließlich die kritischen Stellen der Spanngliedkopplungen zu erfassen. Des Weiteren wurden die weiteren Sensoren (Temperatur, Schwingungen) dahingehend untersucht, ob die Sensoren bei vergleichbaren Brückenbauwerken auch ähnliche Messwerte aufzeigen, um eine entsprechende Reduktion der Sensoren bei auftretender Redundanz zu ermöglichen.

3. AP3: KPI Optimierung

3.1. Erarbeitung KPI Massivbau

Im Arbeitspaket AP 1.3: Definition Grenzwerte wurden die Koppelfugen der Spannglieder als wesentliches und kritisches Bauteil bestimmt. Spannglieder sind ermüdungskritische Bauteile. Dabei führt jede einzelne Belastung zu keiner kritischen Auslastung, jedoch können bei übermäßiger wechselnder Belastung die Spannglieder nachgeben. Um zu berechnen wie viel Schädigung ein Bauteil aushält, wird die lineare Schadensakkumulation nach Palmgren/ Miner verwendet. Hierbei wird bei jeder Belastung ein einzelner Schädigungsgrad berechnet. Je kleiner das Schwingungsspiel ist, desto kleiner ist auch der Schädigungsgrad.

Anschließend werden diese über die Zeit aufsummiert. Überschreitet der Wert 100% ist die Ermüdungssicherheit des Bauteils nicht mehr gegeben. Dieser Schädigungsgrad DEd teilt sich zeitlich in die drei Bereiche (Vergangenheit, Messung und Zukunft) ein, die nachfolgend eingehender betrachtet werden.

3.1.1. Schädigungsgrad Vergangenheit

Der Schädigungsgrad Vergangenheit wird auf Basis der Nachrechnungsrichtlinie nach einer modifizierten Version der Palmgren-Miner-Schadensakkumulation bewertet:

$$D_{Ed} = \sum_i D(\Delta\sigma_i) = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} = \sum_i \frac{n_i}{N^*} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)} \right]^m \leq 1$$

mit:

$m = k_1$ für $\Delta\sigma_i > \Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)$ bzw. $m = k_2$ für $\Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)$

Für die Lastkombinationen werden die Ansätze gemäß der Nachrechnungsrichtlinie Stufe 2 angesetzt. Demnach sind die statisch unbestimmten Anteile der Vorspannung mit dem Mittelwert (d.h. 1.0-fach), die statisch bestimmten Anteile der Vorspannung mit dem 0.75-fachem Wert der Vorspannung zu berücksichtigen. Die wahrscheinlichen Setzungen und die Temperaturlasten werden mit dem 1.0-fachem Wert angesetzt und die Verkehrslasten mit dem quasi-ständigem Kombinationsbeiwert (0.20).

Ansatz der Verkehrszahlen: Talbrücke Weinheim

Die LKW-Überfahrten für den Fahrstreifen 1 werden gemäß NRR Tabelle 10.5 angesetzt. Damit ergeben sich die folgenden Verkehrslastzahlen für die einzelnen Jahresabschnitte, welche für die Schadensakkumulation berücksichtigt werden, LAP Tabelle 28.

LAP Tabelle 28: Verkehrslastzahlen Talbrücke Weinheim

Zeitraum	N _{obs,a}	N _{obs,ges}
1981-1990	1.00e+06	9.00e+06
1990-2010	2.00e+06	4.00e+07
2010-2020	2.50e+06	2.50e+07

Dabei bedeuten N_{obs,a} die Verkehrslastzahlen pro Jahr und N_{obs,ges} die gesamten Verkehrslastzahlen über den betrachteten Zeitraum (z.B. von 1981-1990).

Talbrücke Alzey

Die Talbrücke Alzey wurde im Jahre 1975 für den Verkehr freigegeben, LAP Tabelle 29. Die restlichen Annahmen gelten analog zur Talbrücke Weinheim.

LAP Tabelle 29: Verkehrslastzahlen Talbrücke Alzey

Zeitraum	N _{obs,a}	N _{obs,ges}
1975-1990	1.00e+06	15.00e+06
1990-2010	2.00e+06	4.00e+07
2010-2020	2.50e+06	2.50e+07

Die Talbrücke Alzey wurde nicht verstärkt entsprechend findet keine weitere Unterteilung der Zeiträume statt.

Talbrücke Pfeddersheim

Die Talbrücke Pfeddersheim wurde im Jahre 1975 für den Verkehr freigegeben. Die restlichen Annahmen gelten analog zur Talbrücke Weinheim.

LAP Tabelle 30: Verkehrslastzahlen Talbrücke Pfeddersheim

Zeitraum	N _{obs,a}	N _{obs,ges}
1975-1990	1.00e+06	15.00e+06
1990-2010	2.00e+06	4.00e+07
2010-2015	2.50e+06	1.25e+07
2015-2020	2.5e+06	1.25e+07

Im Jahr 2015 erfolgte eine Verstärkung der Talbrücke mit externen Spanngliedern. Entsprechend wird hier ein Systemwechsel mit erhöhter Spannstahlbewehrung für die Schädigungsgrade berücksichtigt.

Variation der maßgebenden Parameter:

Der Schädigungsgrad der Vergangenheit wird maßgeblich durch die Größe des Grundmoments bestimmt, d.h. ob der Querschnitt bei den Verkehrsüberfahrten vom ungerissenen in den gerissenen Zustand übergeht. Das Grundmoment für die Schadenakkumulation setzt sich nach der NRR wie folgt zusammen: Die maßgebenden, variablen Parameter sind die Baugrundsetzungen und die Streuung der Vorspannung, welche zu einem Anstieg des Grundmoments an den Koppelfugen und somit zu einer erhöhten Spannungsschwingbreite beim Verkehrsbelastung führen kann.

Variation der Setzungen:

Es liegt kein Baugrundgutachten vor. Entsprechend wird das Setzungsverhalten aus den Skizzen der Bodenschichten abgeschätzt. Für die nachfolgenden Untersuchungen ist der Setzungseinfluss auf die Ausbildung der Spannungsschwingbreiten signifikant. Entsprechend werden verschiedene Varianten zur Beurteilung des Setzungsverhaltens untersucht. Allgemein werden drei Ansätze untersucht:

1. Normativer Ansatz mit konstanter Setzungsannahme

Die Schnittgrößen aus den langandauernden Setzungen werden konstant über die gesamte Lebensdauer des Bauwerks angesetzt. Diese Berechnung liegt stark auf der sicheren Seite, da die Zwangsschnittgrößen im Laufe des Lebenszyklus durch Kriechen abgebaut werden.

2. Abminderung der Setzungsschnittgrößen nach Leonhardt Massivbau

Die nächste Abbildung zeigt den Berechnungsansatz nach Leonhardt:

4. Schnittkräfte, die durch langsame, lang andauernde Systemänderungen entstehen, z.B. durch Stützensenkungen auf bindigem Boden, die 2 bis 3 Jahre oder mehr dauern, werden abgemindert auf

$$M_{\infty} = M_o \left(\frac{1}{1 + \rho \varphi} \right) \quad (20.2)$$

mit $\rho = 0,8$. Bei $\varphi = 2,5$ verbleibt $M_{\infty} = 0,33 M_o$.

Für den bindigen Boden (Ton) ist die Formel anwendbar. Mit dem Kriechbeiwert von 1.45 folgt der Abminderungsbeiwert zu:

$$\eta = \frac{1}{1 + 1.45} = 0.41$$

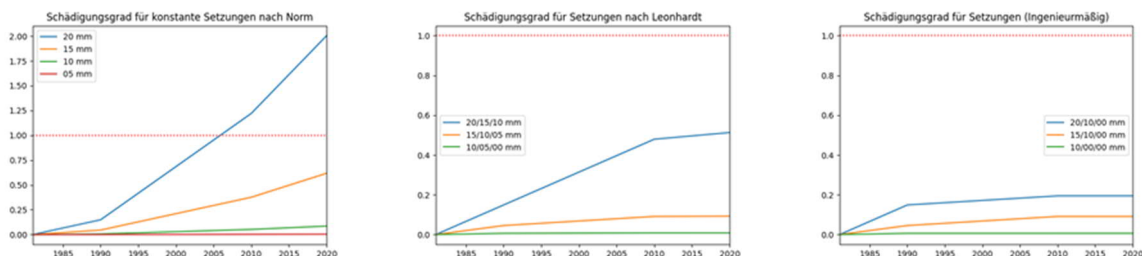
3. Ingenieurmäßige Abschätzung des Setzungsverhalten

Die Setzungen auf bindigen Böden stellen sich aufgrund der andauernden Konsolidierung der Böden erst nach einer gewissen Zeit ein. Für die vorliegenden Untersuchungen wird davon ausgegangen, dass sich die Setzungen aufgrund der Gründung im Ton in den ersten 9 Jahren nach der Errichtung des Bauwerks eingestellt haben (Zeitraum 1981-1990). Nach diesem Zeitraum werden die Zwangsschnittgrößen abgebaut. Für den Zeitraum zwischen 1990-2010 wird davon ausgegangen, dass lediglich die Hälfte der Zwangsschnittgrößen aus Setzungen aktiv sind. Im Zeitraum 2010 bis 2020 ist ein vollständiger Abbau der Zwangsschnittgrößen aus der Stützensenkung realistisch, weshalb im Rahmen der ingenieurmäßigen Abschätzung in diesem Zeitraum keine wirksamen Setzungen angesetzt werden.

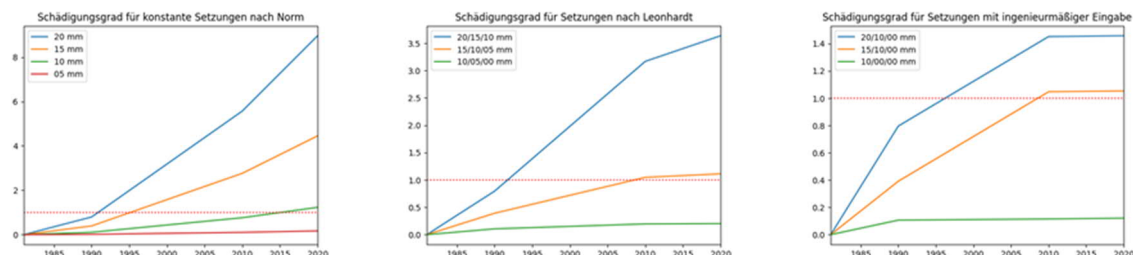
Die drei Ansätze werden für die Bauwerke des Clusters untersucht und ausgewertet.

Ergebnisse für die Talbrücke Weinheim

Wie vorab beschrieben, werden die maßgebenden Parameter der Setzung und der Streuung der Vorspannung variiert, um die Sensitivität der Parameter auf den Schädigungsgrad zu ermitteln.

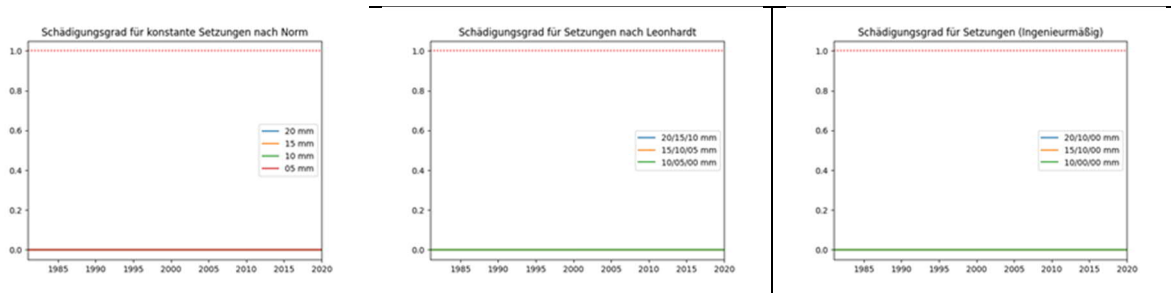


LAP Abb. 31: Darstellung der Schädigungsgrade für die Talbrücke Weinheim mit Streuung der Vorspannung mit 75 % in der Koppelfuge 7.



LAP Abb. 32: Darstellung der Schädigungsgrade für die Talbrücke Weinheim mit Streuung der Vorspannung mit 75 % in der Koppelfuge 8.

Wie in den Darstellungen erkennbar, variieren die Schädigungsgrade stark mit dem Ansatz der Setzung. Die Schädigungsgrade bei den normativen Ansätzen liegen dabei stark auf der sicheren Seite und überschätzen den Schädigungsgrad in den Koppelfugen um teilweise das 2.5-Fache.



LAP Abb. 33: Darstellung der Schädigungsgrade für die Talbrücke Weinheim ohne Streuung der Vorspannung in der Koppelfuge 7.



LAP Abb. 34: Darstellung der Schädigungsgrade für die Talbrücke Weinheim ohne Streuung der Vorspannung in der Koppelfuge 8.

Die obigen Darstellungen zeigen, dass die Schädigungsgrade an den Koppelfugen unter Annahme, dass in der Koppelfuge keine Streuung der Vorspannkraft vorliegt, keine nennenswerten Schädigungen auftreten.

Ergebnisse für die Talbrücke Alzey und Pfeddersheim:

Die Ergebnisse für die Berechnung des Schädigungsgrades für die Talbrücke Alzey und Pfeddersheim ähneln den Ergebnissen der Talbrücke Weinheim, und werden hier nicht zusätzlich wiedergegeben.

Fazit

In den vorherigen Kapiteln wurde der KPI Schädigungsgrad der Koppelfuge für die drei untersuchten Talbrücken Weinheim, Pfeddersheim und Alzey beleuchtet. Dabei wurden die numerischen Modelle verfeinert und entsprechende Verstärkungsmaßnahmen im bisherigen Lebenszyklus in die numerischen Berechnungen der Spannungsschwingbreiten eingearbeitet. Die Auswertungen der Berechnungsergebnisse für die drei ausgewerteten Talbrücken zeigen, dass der Schädigungsgrad aus der Vergangenheit mit den vorliegenden Messdaten (d.h. ohne Kenntnis der Setzungen und der Streuung der Vorspannung) nicht bewertet werden kann. Des Weiteren sind die Ergebnisse der Koppelfugen untereinander nicht übertragbar, da die Schädigungsgrade in den Koppelfugen teilweise um den Faktor 4 voneinander abweichen. Aus den Berechnungsergebnissen geht hervor, dass der Schädigungsgrad an den Koppelfugen ohne ein Monitoring der Setzungen sowie der Streuung der Vorspannung nicht ausreichend genau berechnet werden kann.

3.1.2. Schädigungsgrad Messung

Solange das Messsystem installiert ist, kann der Schädigungsgrad durch die Überfahrten an den relevanten Koppelfugen gemessen werden. Dies erfolgt über die Messung der Doppelrissamplitude. Diese wird anhand einer Kalibrierungsfahrt einer

Spannungsschwingbreite zugeordnet, welche dann zur Berechnung des Schädigungsgrads verwendet wird.

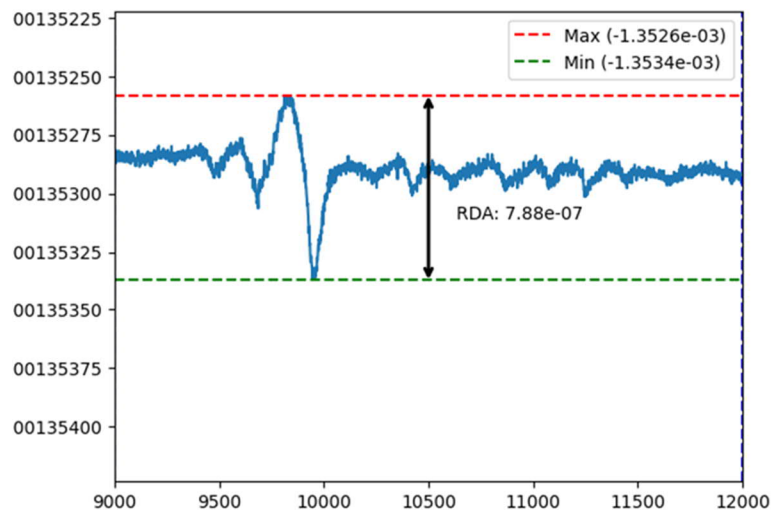
$$D_{Ed} = \sum_i D(\Delta\sigma_i) = \sum_i \frac{n_i(\Delta\sigma_i)}{N_i(\Delta\sigma_i)} = \sum_i \frac{n_i}{N^*} \cdot \left[\frac{\Delta\sigma_i}{\Delta\sigma_{s,Rsd}(N^*)} \right]^m \leq 1$$

mit:

$$m = k_1 \text{ für } \Delta\sigma_i > \Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*) \text{ bzw. } m = k_2 \text{ für } \Delta\sigma_i < \Delta\sigma_{s,Rsk}(N^*)$$

Kalibrierung

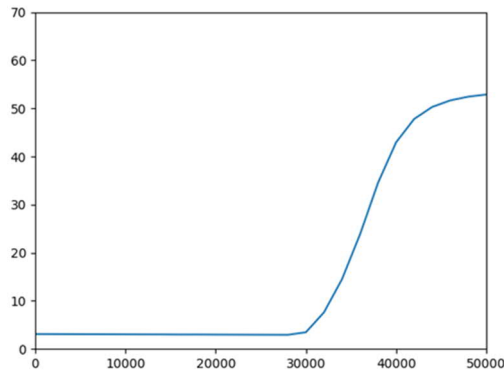
Da das rechnerische Modell immer Ungenauigkeiten beinhaltet, die sich durch reine theoretische Annahmen und Überlegungen nicht vermeiden lassen, ist es notwendig Probelastungen unter definierten Bedingungen durchzuführen. Um das System genauer abzubilden, ist es notwendig die Systemantwort bei gegebener Belastung zu messen. So wird hier die Doppelrissamplitude bei einem definierten Fahrzeug gemessen und ausgewertet. Die nächste Abbildung zeigt beispielhaft die Bestimmung der RDA am Beispiel einer definierten Überfahrt bei einem bestimmten linear veränderlichen Temperaturanteil, LAP Abb. 35:



LAP Abb. 35: Bestimmung der RDA durch definierte Überfahrt

Die RDA folgt somit zur Magnitude des Ausschlags bei Überfahrt einer signifikanten Achslast. Das weiter angewandte Verfahren beruht auf der Veröffentlichung von ZILCH ET AL. (2009). Die gemessene RDA wird dabei zur Rückführung auf ein realistisches Grundmoment erfasst und ermöglicht folglich Rückschlüsse auf den Zustand des Betons (Gerissen/Ungerissen) infolge von LKW-Überfahrten. Die Verfahrensschritte werden im Folgenden ausführlich erläutert.

- 1) Berechnung der Spannungsschwingbreite aus dem Kalibrierungsfahrzeug unter steigenden Grundmoment



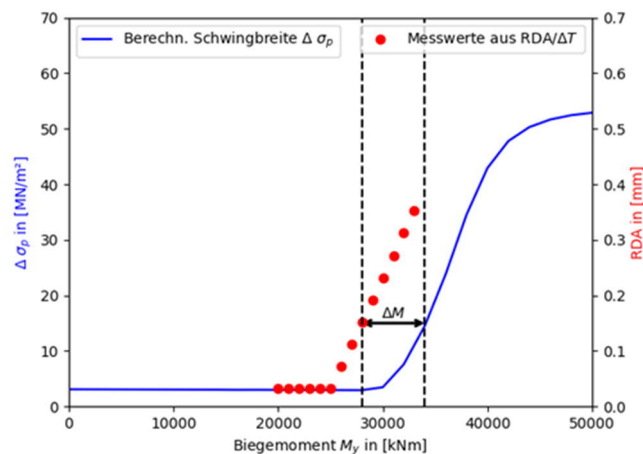
LAP Abb. 36: Spannungsschwingbreite aus dem Kalibrierungsfahrzeug

- 2) Bestimmung der Rissdoppelamplitude aus Regelverkehr unter unterschiedlichen Temperaturgradienten
- 3) Bestimmung der Rissdoppelamplitude aus kalibrierten Überfahrt i.A. der Temperatur

Über die Temperatur ist mit dem numerischen Modell ein Rückschluss auf das rechnerische Grundmoment zum jeweiligen Temperaturgradienten möglich.

- 4) Festlegung der Skalierung der Spannungsschwingbreite und der Rissdoppelamplitude sowie des tatsächlichen Grundmoments

Liegt nun eine definierte Überfahrt (mit bekannten Achslasten und bekannten vertikalen Temperaturgradienten) vor, kann die Skalierung der RDA-Achse mit der $\Delta\sigma P$ -Achse erfolgen. Beide Achsen sind über die Grundmomente miteinander verknüpft und können über das bekannte Grundmoment in ein realistisches Verhältnis gesetzt werden.



LAP Abb. 37: Skalierung der RDA-Achse

Hierbei muss beachtet werden, dass eine Kalibrierung des Grundmoments nur möglich ist, wenn im Rahmen der gemessenen Überfahrten zu einer definierten Überfahrt auch ein Wechsel vom Zustand I in den Zustand II stattfindet (D.h. ein Steigungswechsel im Spannungsschwingbreiten-RDA-Momenten-Diagramm erkennbar ist). Dies wird aus der obigen Skizze zur Festlegung der Skalierung der Spannungsschwingbreite und der Rissdoppelamplitude ersichtlich.

- 5) Ableitung der Spannungsschwingbreiten für die LKW 1-5 aus der Spannungsschwingbreite der Überfahrten

Hierbei wird das tatsächlich bestimmte Grundmoment angesetzt, um eine realistische Einschätzung der Schädigung für kommende Überfahrten zu erhalten. Die Berechnung der Spannungsschwingbreiten erfolgt entweder am numerischen Modell (Bei Wechsel vom

Zustand I in den Zustand II) oder über eine lineare Skalierung mit den Schnittgrößen der Lastmodelle, wenn die Koppelfuge vollständig im Zustand I verbleibt.

6) Rückrechnung der Schädigungsgrade für die jeweiligen LKW-Überfahrten

Mit den berechneten Spannungsschwingbreiten ist eine realitätsnähere Berechnung der Schädigungen zum jetzigen Zustand des Bauwerks möglich.

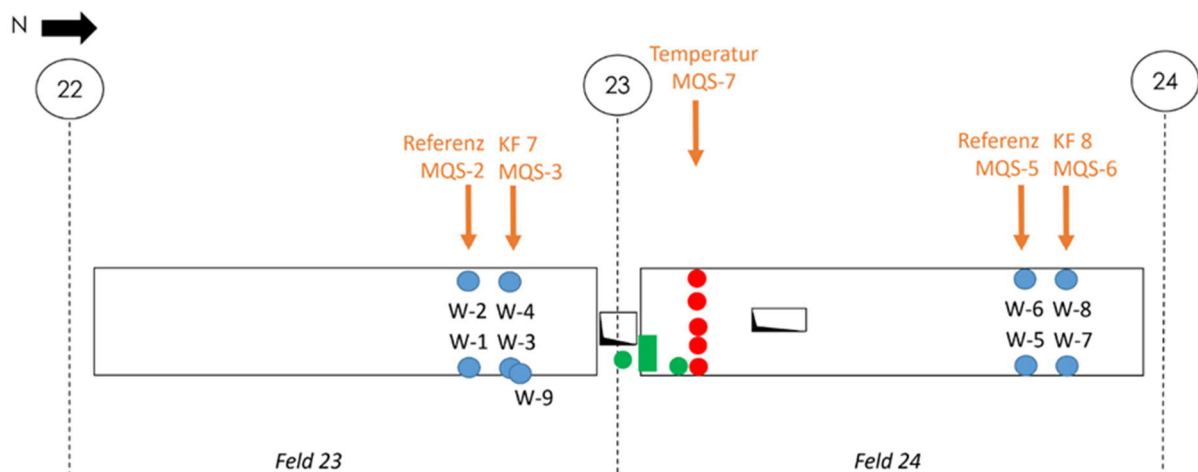
Das Verfahren erfordert für eine korrekte Kalibrierung den Wechsel der Koppelfugen vom Zustand I in den Zustand II unter verschiedenen Überfahrtsgewichten. Falls kein Wechsel vorliegt (d.h. die Koppelfuge vollständig im ungerissenen Zustand I verbleibt), so ist auch keine aussagekräftige Kalibrierung der Daten möglich.

Außerdem ermöglicht das Verfahren keine aussagekräftige Berechnung der Schädigungsgrade der Vergangenheit. Das neu berechnete Grundmoment gilt lediglich für den Ist-Zustand. Über die tatsächlich vorhandene Schädigung des Spannglieds kann mit dem Vorgehen keine Aussage getroffen werden.

Unschärfen bei der Kalibrierung

Sollten die gemessenen Rissdoppelamplituden keinen Steigungswechsel haben, bedeutet dies, dass das Moment bei dem der Beton von Zustand I in den Zustand II übergeht, nicht aus der Kalibrierung ermittelt werden kann. Mit einem eindeutigen Steigungswechsel ist eine Kalibrierung der Messdaten mit dem numerischen Modell möglich.

Weinheim



LAP Abb. 38: Messkonzept und Zuordnung

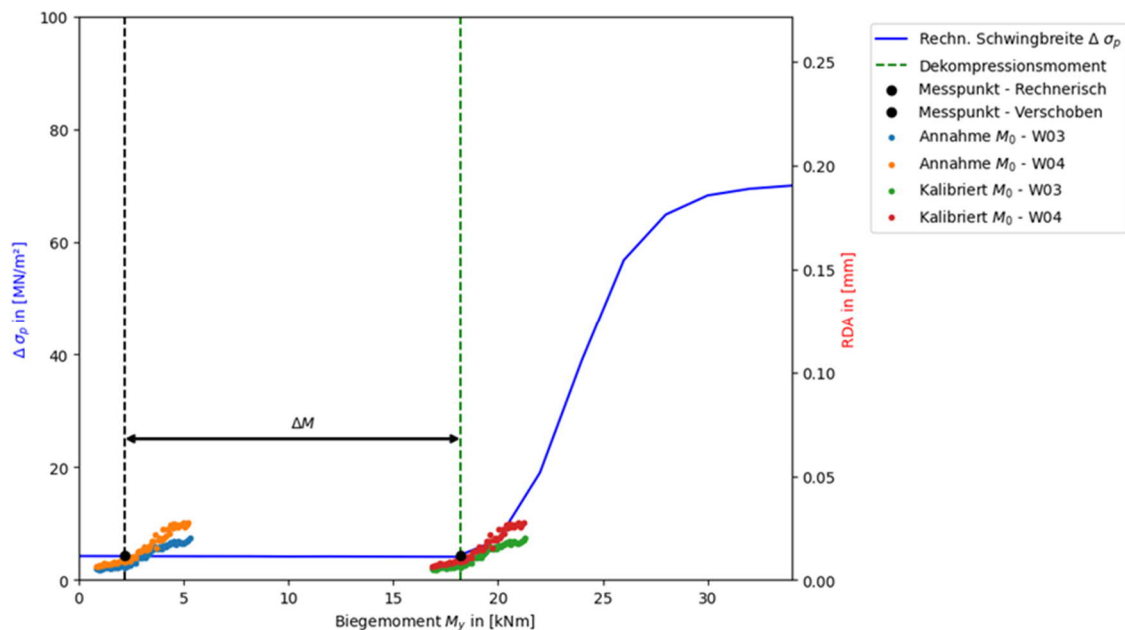
LAP Tabelle 31: Zuordnung Sensoren zu Koppelfugen

Bezeichnung	Koppelfuge	Sensoren
Feld 23	KF 7	W03,W04
Feld 24	KF 8	W07,W08

Mithilfe der Sensoren kann die Rissdoppelamplitude bei Überfahrten von LKW's detektiert werden. Für die nachfolgenden Untersuchungen werden zu einzelnen Temperaturgradienten immer die maximal gemessenen Rissdoppelamplituden in der zum Temperaturgradienten zugehörigen Stunde ausgegeben.

Kalibrierung:

Die nächste Abbildung zeigt die Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung für die Koppelfuge 7 der Talbrücke Weinheim:



LAP Abb. 39: Kalibrierung der Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung für die Koppelfuge 7

Die einzelnen Größen werden nach dem oben beschriebenen Verfahren in das Diagramm mit Spannungsschwingbreite und RDA eingetragen. Zunächst werden die Messdaten (Messpunkte – Rechnerisch, Annahme M0-W03, Annahme M0 – W04) mit einem angenommenen Grundmoment eingetragen. Das rechnerische Grundmoment wird mit den folgenden Faktoren berücksichtigt:

LAP Tabelle 32: Faktoren der Grundmomente

Einwirkung	Faktor
Eigengewicht	1.00
P _{Best}	1.00
P _{Unbest}	1.00
Kriechen	1.00
Temperatur	1.00

Über die gemessene Rissbreite bei der Kalibrierungsfahrt kann die RDA-Achse zunächst vorläufig mit der Achse der Spannungsschwingbreite kalibriert werden. Hierfür wird die Annahme getroffen, dass sich der Querschnitt bei Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges noch im Zustand I befindet und entsprechend der horizontale Ast für die tatsächliche Spannungsschwingbreite maßgebend wird. Für die Kalibrierung gilt somit mit der gemessenen Rissdoppelamplitude von 0.00115 mm:

$$\Delta\sigma_p = 4.22 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0.0115 \text{ mm} \quad \text{bzw.} \quad \Delta\sigma_p = 130 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0.35 \text{ mm}$$

Aus weiteren Messungen können die Rissdoppelamplituden bei unterschiedlichen Temperaturgradienten über die Höhe bestimmt werden. Die Rissdoppelamplituden werden dabei mit dem Verhältnis aus der Kalibrierungsfahrt mit der Spannungsschwingbreite ins Verhältnis gesetzt. Entsprechend erfolgt eine lineare Skalierung der Spannungsschwingbreite aus den Messdaten mit der Kalibrierungsfahrt. Im Folgenden werden dazu exemplarisch mehrere Messwerte ausgewertet und die zur Spannungsschwingbreite zugehörige Schädigung D_{Ed} aus der Wöhlerlinie ausgewiesen:

LAP Tabelle 33: Messwerte und Schädigung

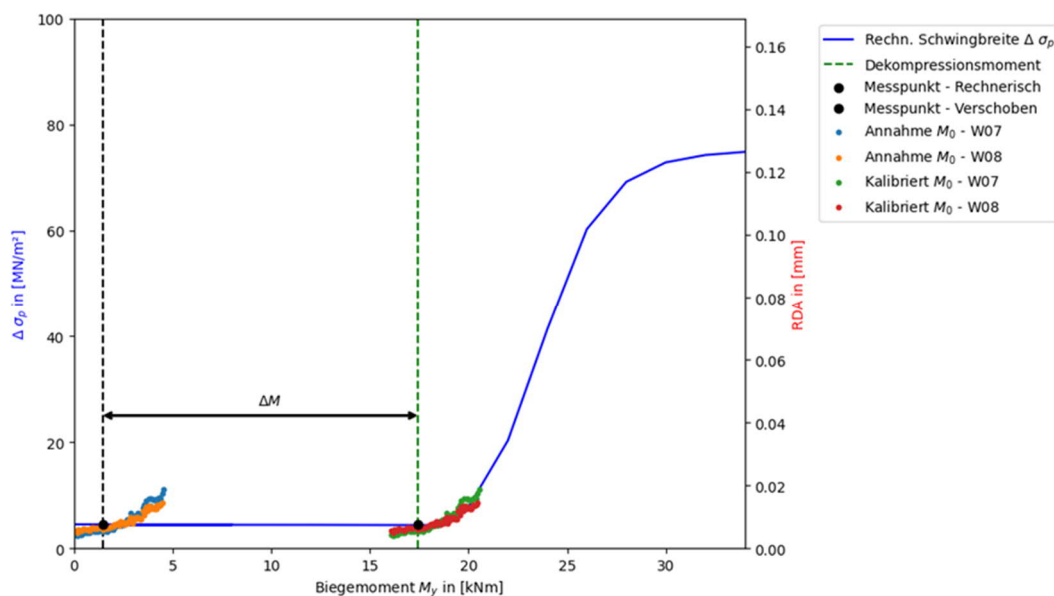
Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D_{Ed} [-]
Kalibrierung	0.0115	4.22	8.22e-13
1	0.0067	2.46	5.53e-14
30	0.0113	4.22	8.22e-13
58	0.0278	10.2	6.84e-11

Die Darstellung zeigt, dass die Kalibrierungsfahrt in guter Näherung im Steigungswechsel zwischen dem Zustand I und dem Zustand II liegt. Die Kalibrierung des bisher rechnerisch geschätzten Grundmoments mit dem tatsächlichen Grundmoment erfolgt somit über ein horizontales Verschieben der Messdaten in den Steigungswechsel der rechnerischen Daten. Für die hier untersuchte Koppelfuge 7 entspricht der Versatz:

$$\Delta M = 16 \text{ MNm}$$

Aus der obigen Abbildung ist ebenfalls ersichtlich, dass die RDA und damit die Schwingbreite nach unterschreiten des Dekompressionsmoments nicht geringfügig unter den numerischen Wert der Spannungsschwingbreite abfallen. Diese Beobachtung lässt darauf schließen, dass sich um betroffenen Zeitraum lediglich Fahrzeuge mit Gesamtgewichten unter 28 to das Bauwerk überquerten.

Talbrücke Weinheim



LAP Abb. 40: Kalibrierung der Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung anhand der Koppelfuge 8

Die einzelnen Größen werden nach dem vorab beschriebenen Verfahren in das Diagramm mit Spannungsschwingbreite und RDA eingetragen. Zunächst werden die Messdaten (Messpunkte – Rechnerisch, Annahme M0-W07, Annahme M0 – W08) mit einem angenommenen Grundmoment eingetragen. Das rechnerische Grundmoment wird mit den folgenden Faktoren berücksichtigt:

LAP Tabelle 34: Faktoren der Grundmomente

Einwirkung	Faktor
Eigengewicht	1.00
P _{Best}	1.00
P _{Unbest}	1.00
Kriechen	1.00
Temperatur	1.00

Über die gemessene Rissbreite bei der Kalibrierungsfahrt kann die RDA-Achse zunächst vorläufig mit der Achse der Spannungsschwingbreite kalibriert werden. Hierfür wird die Annahme getroffen, dass sich der Querschnitt bei Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges noch im Zustand I befindet und entsprechend der horizontale Ast für die tatsächliche Spannungsschwingbreite maßgebend wird. Für die Kalibrierung gilt somit mit der gemessenen Rissdoppelamplitude von 0.00115 mm:

$$\Delta\sigma_p = 4.55 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0.008 \text{ mm bzw. } \Delta\sigma_p = 100 \frac{\text{MN}}{\text{m}^2} = 0.176 \text{ mm}$$

Aus weiteren Messungen können die Rissdoppelamplituden bei unterschiedlichen Temperaturgradienten über die Höhe bestimmt werden. Die Rissdoppelamplituden werden dabei mit dem Verhältnis aus der Kalibrierungsfahrten mit der Spannungsschwingbreite ins Verhältnis gesetzt. Entsprechend erfolgt eine lineare Skalierung der Spannungsschwingbreite aus den Messdaten mit der Kalibrierungsfahrt. Im Folgenden werden dazu exemplarisch mehrere Messwerte des Sensors W08 ausgewertet und die zur Spannungsschwingbreite zugehörige Schädigung D_{Ed} aus der Wöhlerlinie ausgewiesen:

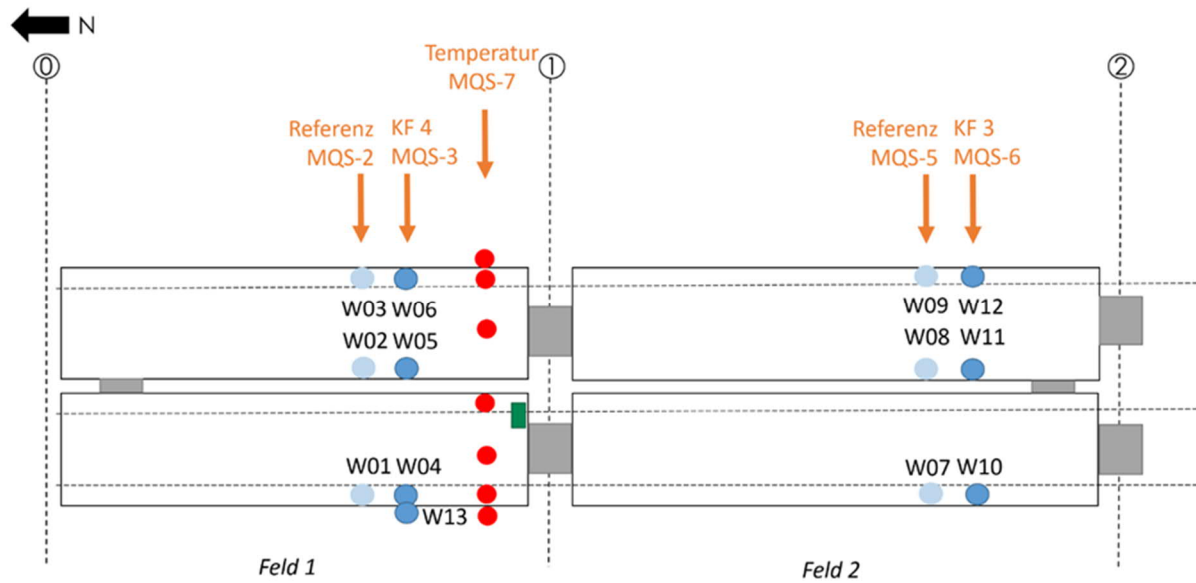
LAP Tabelle 35: Messwerte und Schädigung

Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D _{Ed} [-]
Kalibrierung	0.008	4.55	1.20e-12
1	0.006	3.41	2.83e-13
30	0.010	5.69	3.66e-12
58	0.014	7.96	1.96e-11

Die Darstellung zeigt, dass die Kalibrierungsfahrt in guter Näherung im Steigungswechsel zwischen dem Zustand I und dem Zustand II liegt. Die Kalibrierung des bisher rechnerisch geschätzten Grundmoments mit dem tatsächlichen Grundmoment erfolgt somit über ein horizontales Verschieben der Messdaten in den Steigungswechsel der rechnerischen Daten. Für die hier untersuchte Koppelfuge 7 entspricht der Versatz:

$$\Delta M = 16 \text{ MNm}$$

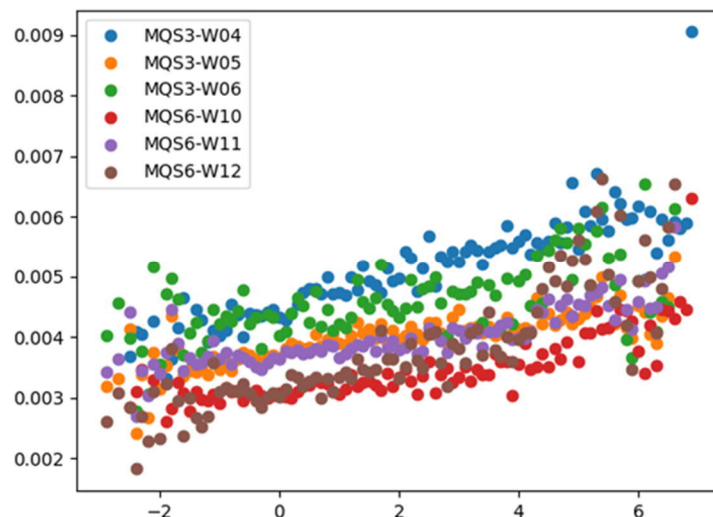
Aus der obigen Abbildung ist ebenfalls ersichtlich, dass die RDA und damit die Schwingbreite nach unterschreiten des Dekompressionsmoments nicht geringfügig unter den numerischen Wert der Spannungsschwingbreite abfallen. Diese Beobachtung lässt darauf schließen, dass sich um betroffenen Zeitraum Fahrzeuge mit geringeren Spannungsschwingbreiten (und somit auch geringeren Fahrzeuggewichten bzw. Achslasten) das Bauwerk überqueren.



LAP Abb. 41: Mess- und Sensorkonzept für die Talbrücke Pfeddersheim für das Feld 1 und Feld 2:

LAP Tabelle 36: Zuordnung Sensoren zu Koppelfuge

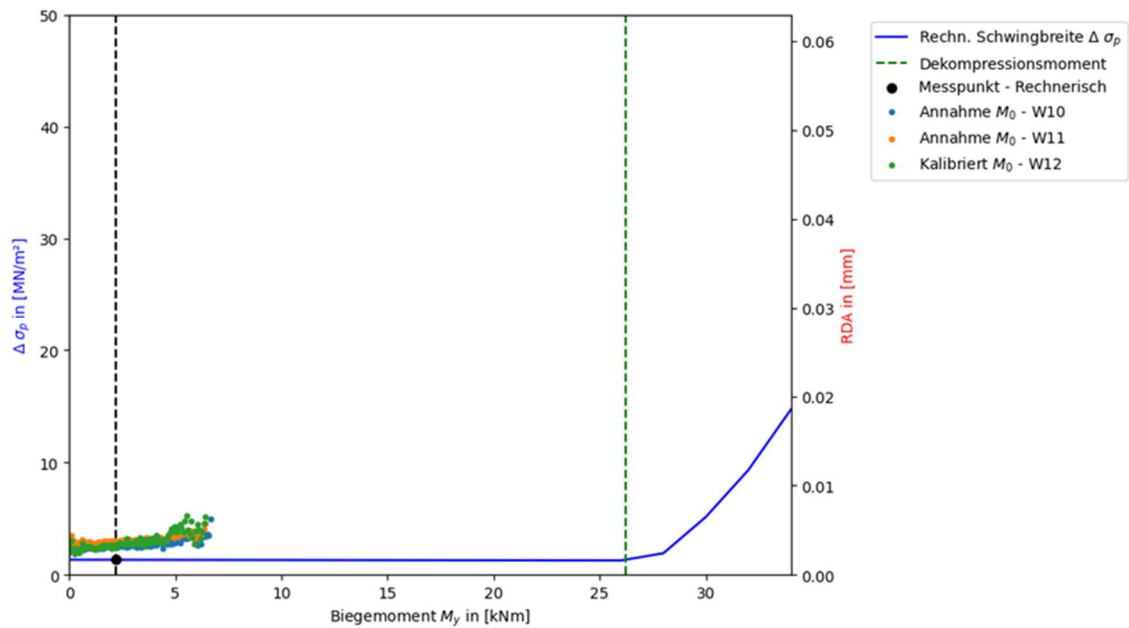
Bezeichnung	Koppelfuge	Sensoren
Feld 1	KF 4	W4,W5,W6
Feld 2	KF 3	W10,W11,W12



LAP Abb. 42: Messdaten der Rissdoppelamplitude für die einzelnen Messstellen

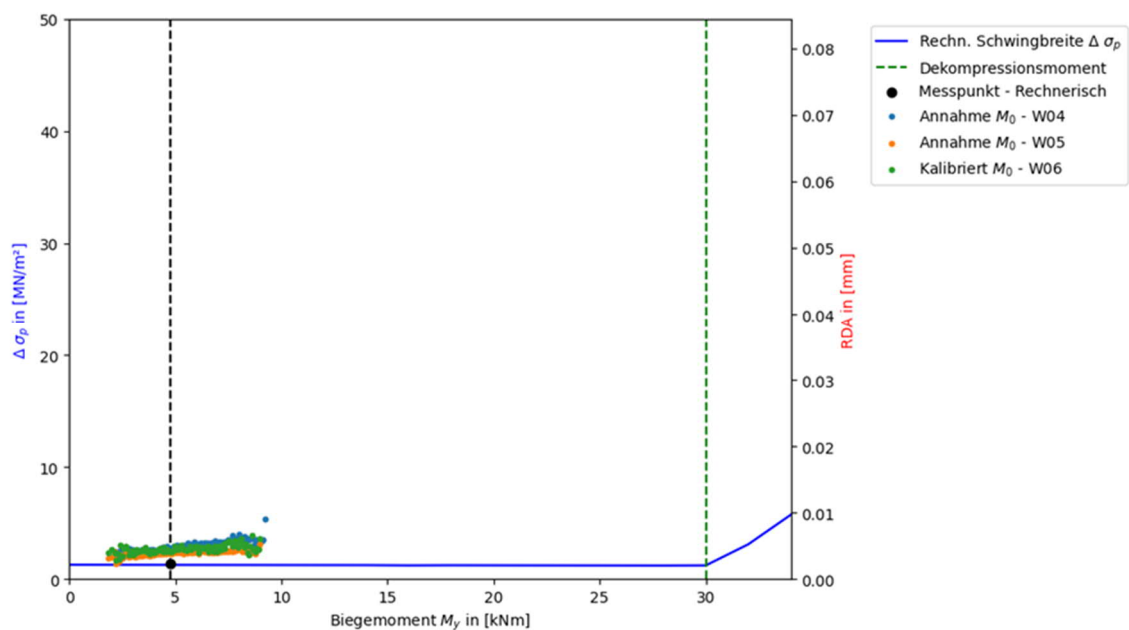
Kalibrierung:

Für die Koppelfuge 3 ergibt sich dann das folgende Bild:



LAP Abb. 43: Kalibrierung Koppelfuge 3

Wie in der Abbildung erkennbar ist, liegt im Betrachtungszeitraum im Gegensatz zur Talbrücke Weinheim kein eindeutiger Zuwachs der Rissdoppelamplitude mit zunehmender Temperaturgradienten und damit zunehmendem Grundmoment vor. Das bedeutet, dass der Querschnitt das Dekompressionsmoment infolge von Überfahrten nicht erreicht. Die Messdaten aus den nicht kalibrierten Messungen liegen gegenüber der Kalibrierungsfahrt leicht erhöht. Das bedeutet, dass die maximalen Fahrzeuggewichte, welche die Doppelrissamplitude hervorrufen, über dem Fahrzeuggewicht des Kalibrierungsfahrzeuges liegen. Entsprechend erfolgt auch eine höhere Spannungsschwingbreite. Für die Koppelfuge 4 zeigt sich ein ähnliches Bild, wie für die Koppelfuge 3:



LAP Abb. 44: Kalibrierung Koppelfuge 4

Auch hier liegt kein eindeutiger Anstieg der Spannungsschwingbreite mit zunehmender Temperaturgradienten und damit zusammenhängend zunehmendem Biegemoment vor.

Entsprechend sind die gegenüber der Kalibrierungsfahrt erhöhten Rissdoppelamplituden auf erhöhte Überfahrtslasten zurückzuführen, nicht aber auf einen Wechsel vom Zustand I in den Zustand II des Spannglieds. Die einzelnen Größen werden nach dem oben beschriebenen Verfahren in das Diagramm mit Spannungsschwingbreite und RDA eingetragen. Zunächst werden die Messdaten mit einem angenommenen Grundmoment eingetragen. Das rechnerische Grundmoment wird mit den folgenden Faktoren berücksichtigt:

LAP Tabelle 37: Faktoren der Grundmomente

Einwirkung	Faktor
Eigengewicht	1.00
P _{Best}	1.00
P _{Unbest}	1.00
Kriechen	1.00
Temperatur	1.00

Da kein eindeutiger Wechsel der Steigung in den Messdaten erkennbar ist, kann keine eindeutige Bestimmung des tatsächlichen Grundmoments über eine Kalibrierung nach dem Beispiel der Talbrücke Weinheim erfolgen. Auch ohne die Kalibrierung kann mit den Verhältnissen der Rissdoppelamplituden ein Rückschluss auf die Schädigungsgrade bei Überfahrt des Schwerlastverkehrs erfolgen, da die RDA-Messdaten im direkten Zusammenhang zur Spannungsschwingbreite steht und die entsprechenden Einflussfaktoren aus dem Fahrzeuggewicht exakt erfasst. Beispielhaft werden in der folgenden Tabelle Schädigungsgrade für bestimmte gemessene RDA für die Koppelfuge 3 für den Sensor w10 angegeben:

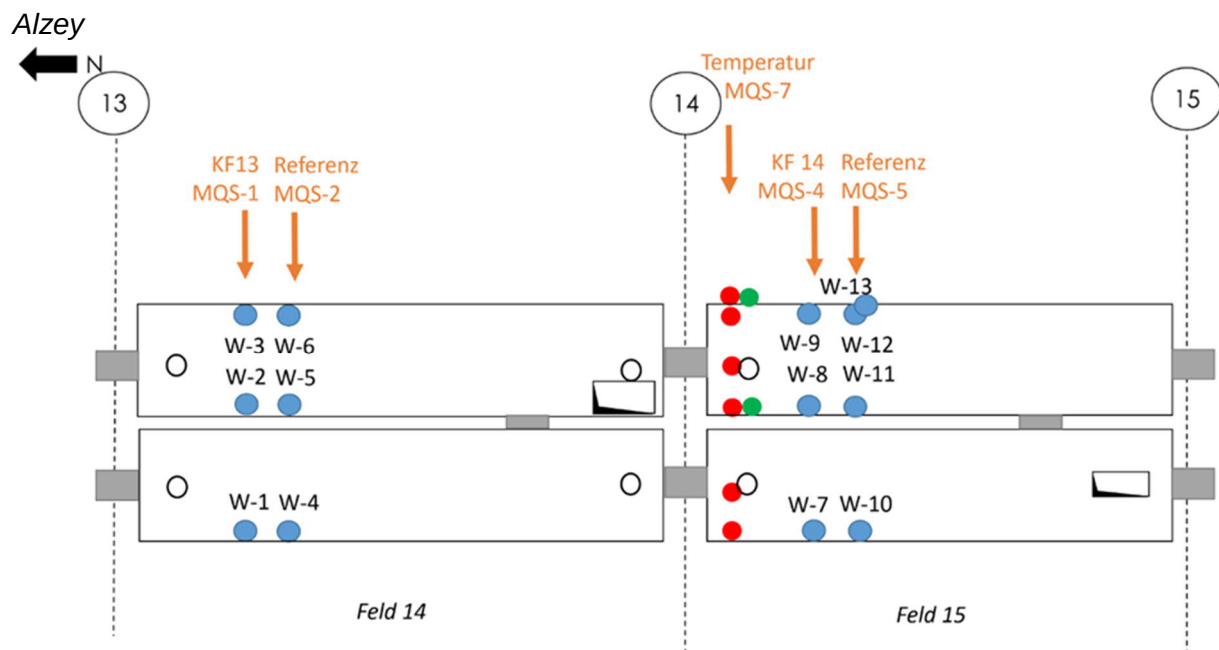
LAP Tabelle 38: Messwerte und Schädigung Koppelfuge 3

Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D _{Ed} [-]
Kalibrierung	0.0017	1.36	2.86e-15
1	0.0028	2.24	3.46e-14
30	0.0033	2.64	7.87e-14
90	0.0046	3.68	4.14e-13

LAP Tabelle 39: Messwerte und Schädigung Koppelfuge 4

Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D _{Ed} [-]
Kalibrierung	0.0024	1.30	2.28e-15
1	0.0037	2.00	1.99e-14
30	0.0048	2.60	7.29e-14
58	0.0059	3.20	2.05e-13

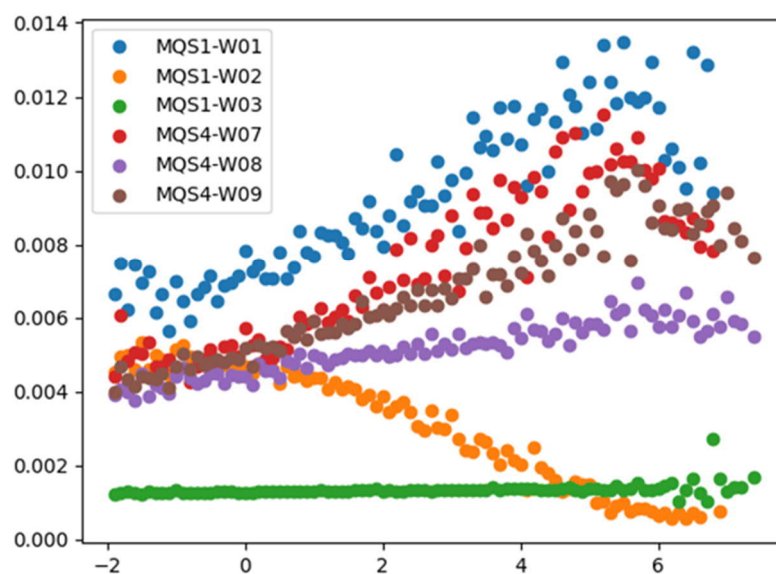
Wie in den Tabellen erkennbar, sind die Schädigungsgrade je Überfahrt minimal, da sich die Spannglieder im Zustand I und damit verbunden im Bereich der Dauerstandfestigkeit befinden. Entsprechend führen die einzelnen LKW-Überfahrten zu keiner messbaren Zunahme der Schädigungsgrade aus Ermüdung.



LAP Abb. 45: Messkonzept und Zuordnung

LAP Tabelle 40: Zuordnung Sensoren zu Koppelfuge

Bezeichnung	Koppelfuge	Sensoren
Feld 14	KF 13	W1,W2,W3
Feld 15	KF 14	W7,W8,W9

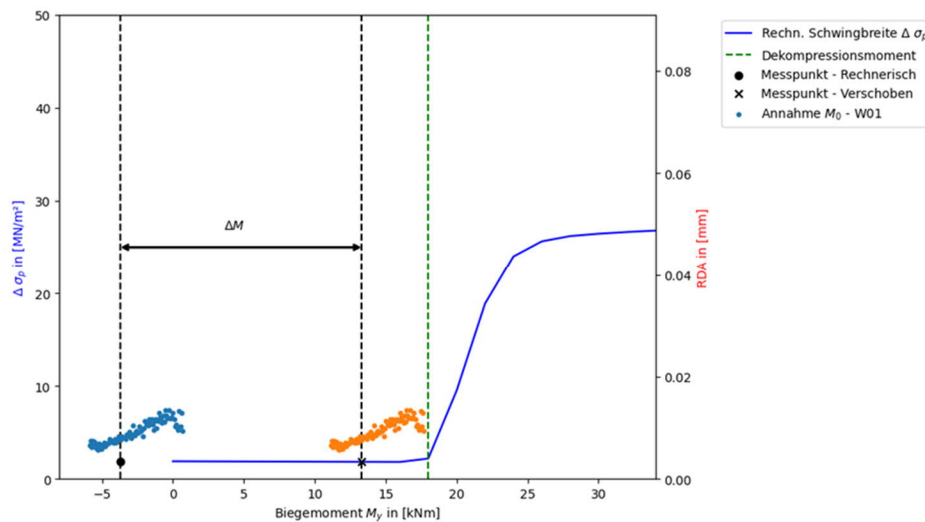


LAP Abb. 46: Messdaten der Rissdoppelamplitude für die einzelnen Messstellen

Aus der obigen Darstellung ist ersichtlich, dass die Sensoren W02 und W03 Messfehler aufweisen. Entsprechend werden diese Darstellungen aus den folgenden Überlegungen exkludiert.

Kalibrierung:

Die nächste Abbildung zeigt die Darstellung der Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung für die KF 13:

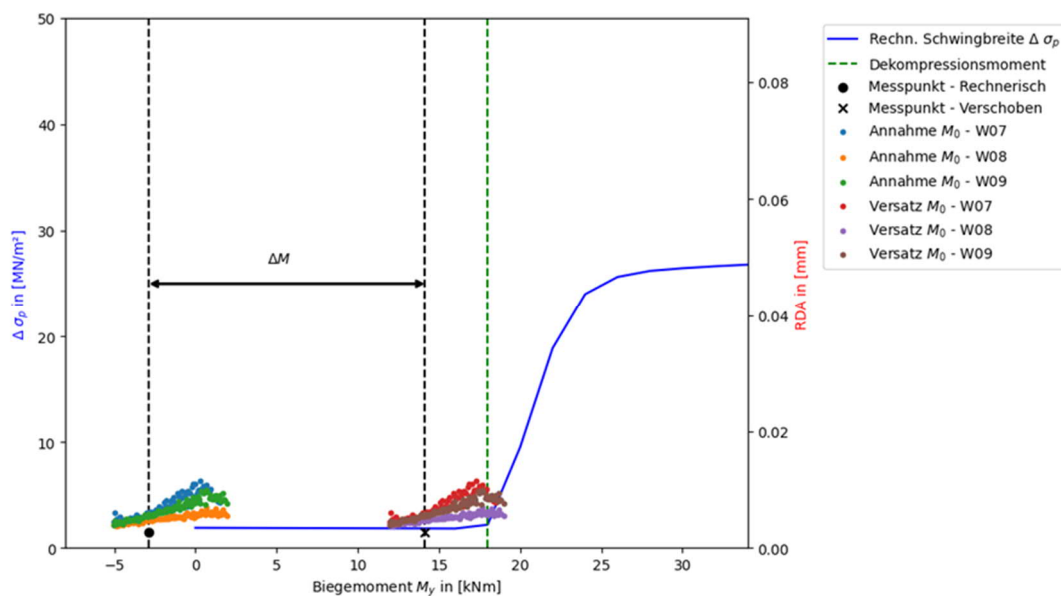


LAP Abb. 47: Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung für die KF 13

Aus den Darstellungen ist ersichtlich, dass mit zunehmendem Temperaturgradienten und damit verbunden einem höheren Grundmoment auch ein Zuwachs der Spannungsschwingbreite erfolgt.

Aus dem Vergleich der Steigungen ist erkennbar, dass sich der Querschnitt noch nicht vollständig im Abschnitt der höchsten Zunahme befindet, sondern zu Beginn des Wechsels vom Zustand I in den Zustand II. Entsprechend erfolgt ein horizontaler Verschiebung der Messdaten in den Anfangsbereich der des Steigungswechsels.

Die nächste Abbildung zeigt die Darstellung der Momenten-Spannungsschwingbreitenbeziehung zur RDA-DT-Beziehung für die KF 14:



LAP Abb. 48: Momenten-Spannungsschwingbreiten-Beziehung zur RDA-DT-Beziehung für die KF 14

Aus der Darstellung folgt eine ähnliche Einschätzung wie zur KF 13. Entsprechend befindet sich die Koppelfuge 13 nach den Messdaten am Beginn des Zustands II, allerdings noch nicht im stark zunehmenden Ast der Spannungsschwingbreite.

Die einzelnen Größen werden nach dem vorab beschriebenen Verfahren in das Diagramm mit Spannungsschwingbreite und RDA eingetragen. Zunächst werden die Messdaten mit einem angenommenen Grundmoment eingetragen. Das rechnerische Grundmoment wird mit den folgenden Faktoren berücksichtigt:

LAP Tabelle 41: Faktoren der Grundmomente

Einwirkung	Faktor
Eigengewicht	1.00
P_{Best}	1.00
P_{Unbest}	1.00
Kriechen	1.00
Temperatur	1.00

Über die gemessene Rissbreite bei der Kalibrierungsfahrt kann die RDA-Achse zunächst vorläufig mit der Achse der Spannungsschwingbreite kalibriert werden. Hierfür wird die Annahme getroffen, dass sich der Querschnitt bei Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges noch im Zustand I befindet und entsprechend der horizontale Ast für die tatsächliche Spannungsschwingbreite maßgebend wird. Die RDA-Messdaten stehen im direkten Zusammenhang zur Spannungsschwingbreite und die entsprechenden (nichtlinearen) Einflussfaktoren aus dem Fahrzeuggewicht werden exakt. Beispielhaft werden in der folgenden Tabelle Schädigungsgrade für bestimmte gemessene RDA für die Koppelfuge 3 für den Sensor W01 angegeben:

LAP Tabelle 42: Schädigungsgrad gemessener Werte für Koppelfuge 3

Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D_{Ed} [-]
Kalibrierung	0.0034	1.85	1.33e-14
1	0.0066	3.63	3.86e-13
30	0.0077	4.23	8.34e-13
90	0.0130	7.15	1.14e-11

LAP Tabelle 43: Schädigungsgrad gemessener Werte für Koppelfuge 4

Messwert	RDA [mm]	$\Delta\sigma_p$ [MN/m ²]	D_{Ed} [-]
Kalibrierung	0.00279	1.90	1.52e-14
1	0.00405	3.00	1.50e-13
30	0.00625	4.26	8.57e-13
78	0.01153	7.85	1.83e-11

Wie in den Tabellen erkennbar, sind die Schädigungsgrade je Überfahrt minimal, da sich die Spannglieder im Zustand I und damit verbunden im Bereich der Dauerstandfestigkeit befinden. Entsprechend führen die einzelnen LKW-Überfahrten zu keiner messbaren Zunahme der Schädigungsgrade aus Ermüdung.

3.1.3 Schädigungsgrad Zukunft (Prognose)

Anhand der Untersuchungen der Kalibrierungsfahrten können für einzelne Überfahrten des Kalibrierungsfahrzeuges Schädigungsgrade auf Basis einer einzelnen Überfahrt eines normativ festgelegten Lastmodells definiert werden. Da die gemessenen Spannungsschwingbreiten aus der Kalibrierungsfahrt klein sind, ist nach den vorherigen Ausführungen davon auszugehen, dass die Bauwerke im Zustand I verbleiben.

Da aus den Überfahrten der Messungen kein Wechsel vom Zustand I in den Zustand II erfolgt, kann das tatsächliche Grundmoment zu einer gemessenen Temperatur nicht bestimmt werden. Die weiteren Betrachtungen beruhen somit weiterhin auf den Überlegungen der rechnerischen Modelle nach einer ingenieurmäßigen Betrachtungsweise. Dies bedeutet im Wesentlichen, dass eine Streuung der statisch bestimmten Vorspannung ausgeschlossen wird und die Zwangsschnittgrößen aus den Setzungen entsprechend durch Kriechen und Rissbildung vollständig abgebaut wurden.

Die nächste Tabelle zeigt die Temperaturansätze, welche nach der Nachrechnungsrichtlinie Tabelle 12.2 für Hohlkästen angesetzt werden:

LAP Tabelle 44: Temperaturansätze für Hohlkästen nach Tabelle 12.2
Nachrechnungsrichtlinie

ΔT [K]	ksur	ΔT^* [K]	λ
-4	1.00	-4	1
-3	1.00	-3	2
-2	1.00	-2	3
-1	1.00	-1	8
0	1.00	0	13
1	0.82	0.82	17
2	0.82	1.64	14
3	0.82	2.46	10
4	0.82	3.28	7
5	0.82	4.1	4
6	0.82	4.92	3
7	0.82	5.74	2
8	0.82	6.56	1
9	0.82	7.38	1

Der Temperaturansatz wird nach DIN-FB für Belagsdicken von 80 mm gemäß Kapitel 12.7.4 (3) der NRR für die Nachrechnung nach Stufe 2 gewählt. Entsprechend ergibt sich bei Belagsdicken von 80 mm eine Abminderung des linearen Temperaturgradienten um den Faktor 0.82.

Ansatz der Verkehrslastzahlen:

Die nächste Tabelle zeigt den Ansatz der Verkehrslastzahlen für die Zeiträume nach der Nachrechnungsrichtlinie. Für die Verkehrslastzahlen im Bereich 2020 – 2100 werden die Verkehrslastzahlen für den Bereich 2010-2020 angesetzt.

LAP Tabelle 45: Ansatz der Verkehrslastzahlen für die Berechnung der Schädigungsgrade Zukunft unter Beachtung der Vergangenheit gemäß Nachrechnungsrichtlinie.

Parameter	1970-1990	1990-2010	2010-2020	2020-2100
N _{obs} pro Jahr	1.0e6	2.0e6	2.5e6	2.5e6
Anteil LKW 1 [%]	20	20	10	10
Anteil LKW 2 [%]	10	5	5	5
Anteil LKW 3 [%]	20	50	60	60
Anteil LKW 4 [%]	30	15	15	15
Anteil LKW 5 [%]	20	10	10	10

*Schädigungen aus den einzelnen Überfahrten
Talbrücke Weinheim*

Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Parameter zusammen, welche in die Berechnung der Schädigungsgrade der Zukunft einfließen. Diese folgen z.T. aus den Kalibrierungsfahrten (Gemessener Temperaturgradient) und aus den numerischen Modellen.

LAP Tabelle 46: Wesentliche Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges über die TB Weinheim

Parameter	KF 7	KF 8
Temperaturgradient	1.0	1.0
M ₀ ($\Delta T = T$) [MNm]	0.90	1.66
M ₀ ($\Delta T = 0$ K) [MNm]	0.15	0.9
M _y (Überfahrt Kalibrierung) [MNm]	1.44	1.44
Last (Überfahrt Kalibrierung) [to]	28	28
Schädigung (Überfahrt Kalibrierung)	5.5e-14	9.7e-14

Zur Beurteilung der Schädigungsgrade werden die Ergebnisse des Lastmodelles aus der einfachen Kalibrierungsüberfahrt linear über das Gesamtgewicht auf die Lastmodelle der Nachrechnungsrichtlinie übertragen. Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Punkte zusammen:

LAP Tabelle 47: Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Koppelfuge 7 des TB Weinheim bei einem Temperaturgradienten von 1 K.

Fahrzeug	Gesamtgewicht [to]	M _{y,LKW} [MNm]	M _{y,ges} [MNm]	M _{Dek} [MNm]
ELM 3	67.2	1.3	2.2	14
Kalibrierung	28	0.5	1.4	
LKW 1	20	0.4	1.3	
LKW 2	31	0.6	1.6	
LKW 3	49	1.0	1.9	
LKW 4	39	0.8	1.7	
LKW 5	45	0.9	1.8	

Damit verbleibt die Koppelfuge vollständig im Zustand I und die Spannungsschwingbreite ist direkt proportional zur einwirkenden Verkehrsbelastung, da aus den realistischen

Temperaturgradienten keine Zunahme der Biegemomente über das Dekompressionsmoment zu erwarten ist. Die nächste Tabelle fasst beispielhaft die Spannungsschwingbreiten und Schädigungsgrade für die einzelnen LKW-Typen zusammen:

LAP Tabelle 48: Schädigungsgrade bei Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen unter einem Temperaturgradienten von 1 K für die Koppelfuge 7.

Fahrzeug	$M_{y,LKW}$ [MNm]	$\Delta\sigma_i$ [MN/m²]	D_{Ed} [-]
ELM 3	1.3	7.15	6.6E-12
Kalibrierung	0.5	2.75	5.5E-14
LKW 1	0.4	2.2	1.8E-14
LKW 2	0.6	3.3	1.4E-13
LKW 3	1	5.5	1.8E-12
LKW 4	0.8	4.4	5.8E-13
LKW 5	0.9	4.95	1.0E-12

Somit entstehen nach Auswertung der Messungen in Verbindung mit dem kalibrierten Modell lediglich geringe Schädigungsgrade für einzelne Überfahrten. Eine Berechnung der endgültigen Schädigungsgrade auf Basis angenommener Schädigungsszenarien findet in den folgenden Unterkapiteln statt.

Die nächste Tabelle fasst die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten für die den maßgebenden LKW 3 für die Koppelfugen 7 und 8 der Talbrücke Weinheim zusammen. Entsprechend der Tabellierung entstehen bei dem im Regelwerk festgelegten Temperaturgradienten in Kombination mit der Belastung aus Verkehr lediglich Biegemomente unterhalb dem Dekompressionsmoment auf. Demnach sind die Spannungsschwingbreiten zur Berechnung der Schädigungsgrade für zukünftige Zeitpunkte direkt proportional zu den Zustand-I-Spannungsschwingbreiten, welche in der vorherigen Tabelle angegeben wurden.

LAP Tabelle 49: Darstellung der Biegemomente aus den Temperaturlastfällen der Nachrechnungsrichtlinie. Die Temperaturgradienten werden in [K] angegeben, und die zugehörigen Biegemomente in [MNm]. Die tabellarische Darstellung umfasst die Biegemomente aus Verkehr für den maßgebenden LKW des ELM 4 (LKW 3).

KF	LF	ΔT	$M_{y,T}$	$M_{y,ges}$	M_{dek}	Zustand	$\Delta\sigma_i$ [MN/m ²]
KF 7	11301	-4	-2.47	-1.32	14	Ungerissen (I)	5.5
	11302	-3	-1.86	-0.71	14	Ungerissen (I)	5.5
	11303	-2	-1.24	-0.09	14	Ungerissen (I)	5.5
	11304	-1	-0.62	0.53	14	Ungerissen (I)	5.5
	11305	0	0.00	1.15	14	Ungerissen (I)	5.5
	11306	0.82	0.62	1.77	14	Ungerissen (I)	5.5
	11307	1.64	1.24	2.39	14	Ungerissen (I)	5.5
	11308	2.46	1.86	3.01	14	Ungerissen (I)	5.5
	11309	3.28	2.47	3.62	14	Ungerissen (I)	5.5
	11310	4.1	3.09	4.24	14	Ungerissen (I)	5.5
	11311	4.92	3.71	4.86	14	Ungerissen (I)	5.5
	11312	5.74	4.33	5.48	14	Ungerissen (I)	5.5
	11313	6.56	4.95	6.10	14	Ungerissen (I)	5.5
KF 8	11301	-4	-2.47	-1.32	14	Ungerissen (I)	5.5
	11302	-3	-1.86	-0.71	14	Ungerissen (I)	5.5
	11303	-2	-1.24	-0.09	14	Ungerissen (I)	5.5
	11304	-1	-0.62	0.53	14	Ungerissen (I)	5.5
	11305	0	0.00	1.15	14	Ungerissen (I)	5.5
	11306	0.82	0.62	1.77	14	Ungerissen (I)	5.5
	11307	1.64	1.24	2.39	14	Ungerissen (I)	5.5
	11308	2.46	1.86	3.01	14	Ungerissen (I)	5.5
	11309	3.28	2.47	3.62	14	Ungerissen (I)	5.5
	11310	4.1	3.09	4.24	14	Ungerissen (I)	5.5
	11311	4.92	3.71	4.86	14	Ungerissen (I)	5.5
	11312	5.74	4.33	5.48	14	Ungerissen (I)	5.5
	11313	6.56	4.95	6.10	14	Ungerissen (I)	5.5

Talbrücke Pfeddersheim:

Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Parameter zusammen, welche in die Berechnung der Schädigungsgrade der Zukunft der Talbrücke Pfeddersheim einfließen. Diese folgen z.T. aus den Kalibrierungsfahrten (Gemessener Temperaturgradient) und aus den numerischen Modellen.

LAP Tabelle 50: Wesentliche Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges über die TB Pfeddersheim

Parameter	KF 3	KF 3
Temperaturgradient	1.0	1.0
$M_0 (\Delta T = T)$ [MNm]	0.90	1.66
$M_0 (\Delta T = 0 \text{ K})$ [MNm]	0.15	0.9
M_y (Überfahrt Kalibrierung) [MNm]	1.44	1.44
Last (Überfahrt Kalibrierung) [to]	28	28
Schädigung (Überfahrt Kalibrierung)	1.5e-15	1.5e-15

Zur Beurteilung der Schädigungsgrade werden die Ergebnisse des Lastmodelles aus der einfachen Kalibrierungsüberfahrt linear über das Gesamtgewicht auf die Lastmodelle der Nachrechnungsrichtlinie übertragen. Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Punkte zusammen:

LAP Tabelle 51: Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Koppelfuge 3 des TB Pfeddersheim bei einem Temperaturgradienten von 1 K.

Fahrzeug	Gesamtgewicht [to]	$M_{y,LKW}$ [MNm]	$M_{y,ges}$ [MNm]	M_{Dek} [MNm]
ELM 3	67.2	2.03	0.35	26
Kalibrierung	28	0.85	-0.83	
LKW 1	20	0.60	-1.08	
LKW 2	31	0.94	-0.74	
LKW 3	49	1.48	1.9	
LKW 4	39	1.18	1.7	
LKW 5	45	1.36	1.8	

Damit verbleibt die Koppelfuge vollständig im Zustand I und die Spannungsschwingbreite ist direkt proportional zur einwirkenden Verkehrsbelastung, da aus den realistischen Temperaturgradienten keine Zunahme der Biegemomente über das Dekompressionsmoment zu erwarten ist. Die nächste Tabelle fasst beispielhaft die Spannungsschwingbreiten und Schädigungsgrade für die einzelnen LKW-Typen zusammen:

LAP Tabelle 52: Schädigungsgrade bei Überfahrt der einzelnen Fahrzeugtypen unter einem Temperaturgradienten von 1 K für die Koppelfuge 3

Fahrzeug	$M_{y,LKW}$	$\Delta\sigma_i$ [MN/m ²]	D_{ed} [-]
ELM 3	1.3	3.25	2.2E-13
Kalibrierung	0.5	1.19	1.5E-15
LKW 1	0.4	0.95	4.8E-16
LKW 2	0.6	1.43	3.7E-15
LKW 3	1	2.38	4.7E-14
LKW 4	0.8	1.91	1.6E-14
LKW 5	0.9	2.15	2.8E-14

Somit entstehen nach Auswertung der Messungen in Verbindung mit dem kalibrierten Modell lediglich geringe Schädigungsgrade für einzelne Überfahrten. Eine Berechnung der endgültigen Schädigungsgrade auf Basis angenommener Schädigungsszenarien findet in den folgenden Unterkapiteln statt. Dabei werden die in der Nachrechnungsrichtlinie festgelegten Temperaturgradienten und deren Auftretenswahrscheinlichkeiten in der Berechnung der Zwangsschnittgrößen berücksichtigt.

Die nächste Tabelle fasst die anzusetzenden Spannungsschwingbreiten für die den maßgebenden LKW 3 für die Koppelfugen 3 und 4 der Talbrücke Pfeddersheim zusammen. Entsprechend der Tabellierung entstehen bei dem im Regelwerk festgelegten Temperaturgradienten in Kombination mit der Belastung aus Verkehr lediglich Biegemomente unterhalb dem Dekompressionsmoment auf. Demnach sind die Spannungsschwingbreiten zur Berechnung der Schädigungsgrade für zukünftige Zeitpunkte direkt proportional zu den Zustand-I-Spannungsschwingbreiten, welche in der vorherigen Tabelle angegeben wurden.

LAP Tabelle 53: Darstellung der Biegemomente aus den Temperaturlastfällen der Nachrechnungsrichtlinie. Die Temperaturgradienten werden in [K] angegeben, und die zugehörigen Biegemomente in [MNm]. Die tabellarische Darstellung umfasst die Biegemomente aus Verkehr für den maßgebenden LKW des ELM 4 (LKW 3).

KF	LF	ΔT	$M_{y,T}$	$M_{y,ges}$	M_{dek}	Zustand	$\Delta \sigma_i$ [MN/m ²]
KF 3	11301	-4	-3.15	1.33	30	Ungerissen (I)	2.38
	11302	-3	-2.36	2.12	30	Ungerissen (I)	2.38
	11303	-2	-1.57	2.90	30	Ungerissen (I)	2.38
	11304	-1	-0.79	3.69	30	Ungerissen (I)	2.38
	11305	0	0.00	4.48	30	Ungerissen (I)	2.38
	11306	0.82	0.79	5.26	30	Ungerissen (I)	2.38
	11307	1.64	1.57	6.05	30	Ungerissen (I)	2.38
	11308	2.46	2.36	6.84	30	Ungerissen (I)	2.38
	11309	3.28	3.15	7.63	30	Ungerissen (I)	2.38
	11310	4.1	3.94	8.41	30	Ungerissen (I)	2.38
	11311	4.92	4.72	9.20	30	Ungerissen (I)	2.38
	11312	5.74	5.51	9.99	30	Ungerissen (I)	2.38
	11313	6.56	6.30	10.77	30	Ungerissen (I)	2.38
KF 4	11301	-4	-3.27	1.21	30	Ungerissen (I)	2.38
	11302	-3	-2.45	2.03	30	Ungerissen (I)	2.38
	11303	-2	-1.63	2.84	30	Ungerissen (I)	2.38
	11304	-1	-0.82	3.66	30	Ungerissen (I)	2.38
	11305	0	0.00	4.48	30	Ungerissen (I)	2.38
	11306	0.82	0.82	5.29	30	Ungerissen (I)	2.38
	11307	1.64	1.63	6.11	30	Ungerissen (I)	2.38
	11308	2.46	2.45	6.93	30	Ungerissen (I)	2.38
	11309	3.28	3.27	7.74	30	Ungerissen (I)	2.38
	11310	4.1	4.08	8.56	30	Ungerissen (I)	2.38
	11311	4.92	4.90	9.38	30	Ungerissen (I)	2.38
	11312	5.74	5.71	10.19	30	Ungerissen (I)	2.38
	11313	6.56	6.53	11.01	30	Ungerissen (I)	2.38

Talbrücke Alzey

Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Parameter zusammen, welche in die Berechnung der Schädigungsgrade der Zukunft der Talbrücke Alzey einfließen. Diese folgen z.T. aus den Kalibrierungsfahrten (Gemessener Temperaturgradient) und aus den numerischen Modellen.

LAP Tabelle 54: Wesentliche Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Überfahrt des Kalibrierungsfahrzeuges über die TB Alzey

Parameter	KF 13	KF 14
Temperaturgradient	1.3	1.3
$M_0 (\Delta T = T)$ [MNm]	-4.27	-4.32
$M_0 (\Delta T = 0 \text{ K})$ [MNm]	-4.99	-3.65
M_y (Überfahrt Kalibrierung) [MNm]	-2.74	-1.67
Last (Überfahrt Kalibrierung) [to]	28	28
Schädigung (Überfahrt Kalibrierung)	4.75e-11	6.77e-11

Zur Beurteilung der Schädigungsgrade werden die Ergebnisse des Lastmodelles aus der einfachen Kalibrierungsüberfahrt linear über das Gesamtgewicht auf die Lastmodelle der Nachrechnungsrichtlinie übertragen. Die nächste Tabelle fasst die wesentlichen Punkte zusammen:

LAP Tabelle 55: : Parameter zur Bestimmung der Schädigung für die Koppelfuge 13 des TB Alzey bei einem Temperaturgradienten von 1.3 K.

Fahrzeug	Gesamtgewicht [to]	$M_{y,LKW}$ [MNm]	$M_{y,ges}$ [MNm]	M_{Dek} [MNm]
ELM 3	67.2	1.68		12
Kalibrierung	28	0.70		
LKW 1	20	0.50		
LKW 2	31	0.78		
LKW 3	49	1.23		
LKW 4	39	0.98		
LKW 5	45	1.12		

Damit verbleibt die Koppelfuge vollständig im Zustand I und die Spannungsschwingbreite ist direkt proportional zur einwirkenden Verkehrsbelastung, da aus den realistischen Temperaturgradienten keine Zunahme der Biegemomente über das Dekompressionsmoment zu erwarten ist. Die nächste Tabelle fast beispielhaft die Spannungsschwingbreiten und Schädigungsgrade für die einzelnen LKW-Typen zusammen:

LAP Tabelle 56: Darstellung der Biegemomente aus den Temperaturlastfällen der Nachrechnungsrichtlinie. Die Temperaturgradienten werden in [K] angegeben, und die zugehörigen Biegemomente in [MNm]. Die tabellarische Darstellung umfasst die Biegemomente aus Verkehr für den maßgebenden LKW des ELM 4 (LKW 3).

Koppelfuge	LF	ΔT	$M_{y,T}$ [MNm]	$M_{y,ges}$ [MNm]	M_{dek} [MNm]	Zustand	$\Delta \sigma_i$ [MN/m ²]
KF 13	11301	-4	-2.35	-6.34	14	Ungerissen (I)	2.38
	11302	-3	-1.76	-5.75	14	Ungerissen (I)	2.38
	11303	-2	-1.18	-5.16	14	Ungerissen (I)	2.38
	11304	-1	-0.59	-4.57	14	Ungerissen (I)	2.38
	11305	0	0.00	-3.99	14	Ungerissen (I)	2.38
	11306	0.82	0.59	-3.40	14	Ungerissen (I)	2.38
	11307	1.64	1.18	-2.81	14	Ungerissen (I)	2.38
	11308	2.46	1.76	-2.22	14	Ungerissen (I)	2.38
	11309	3.28	2.35	-1.63	14	Ungerissen (I)	2.38
	11310	4.1	2.94	-1.05	14	Ungerissen (I)	2.38
	11311	4.92	3.53	-0.46	14	Ungerissen (I)	2.38
	11312	5.74	4.12	0.13	14	Ungerissen (I)	2.38
	11313	6.56	4.71	1.38	14	Ungerissen (I)	2.38
KF 14	11301	-4	-2.36	-6.35	14	Ungerissen (I)	2.38
	11302	-3	-1.77	-5.76	14	Ungerissen (I)	2.38
	11303	-2	-1.18	-5.17	14	Ungerissen (I)	2.38
	11304	-1	-0.59	-4.58	14	Ungerissen (I)	2.38
	11305	0	0.00	-3.99	14	Ungerissen (I)	2.38
	11306	0.82	0.59	-3.39	14	Ungerissen (I)	2.38
	11307	1.64	1.18	-2.80	14	Ungerissen (I)	2.38
	11308	2.46	1.77	-2.21	14	Ungerissen (I)	2.38
	11309	3.28	2.36	-1.62	14	Ungerissen (I)	2.38
	11310	4.1	2.96	-1.03	14	Ungerissen (I)	2.38
	11311	4.92	3.55	-0.44	14	Ungerissen (I)	2.38
	11312	5.74	4.14	0.15	14	Ungerissen (I)	2.38
	11313	6.56	4.73	0.74	14	Ungerissen (I)	2.38

Fazit – Schädigungen aus den einzelnen Überfahrten

Nach den Ergebnissen der Kalibrierung liegen die Spannungsschwingbreiten an den Koppelfugen im Bereich der Dauerfestigkeit. Entsprechend wird die Schädigung der Spannglieder im Bereich der Koppelfuge in Zukunft nur in geringem bzw. nicht messbarem Maße zunehmen. Da die Bauwerke, in Teilen nach ihrer Verstärkung, keine signifikanten Schädigungen im Bereich der Koppelfuge aufweisen, ist auch im weiteren Verlauf der Lebensdauer von keiner weiteren Zunahme der Schädigung aufgrund ermüdungsrelevanter Belastungen auszugehen. Die Spannglieder sind im Bereich der Koppelfugen im Bereich der Dauerfestigkeit und erfahren entsprechend durch weitere LKW-Überfahrten nur noch geringfügige Schädigungen.

Schädigungsszenario 1 – Ingenieurmäßiger Ansatz

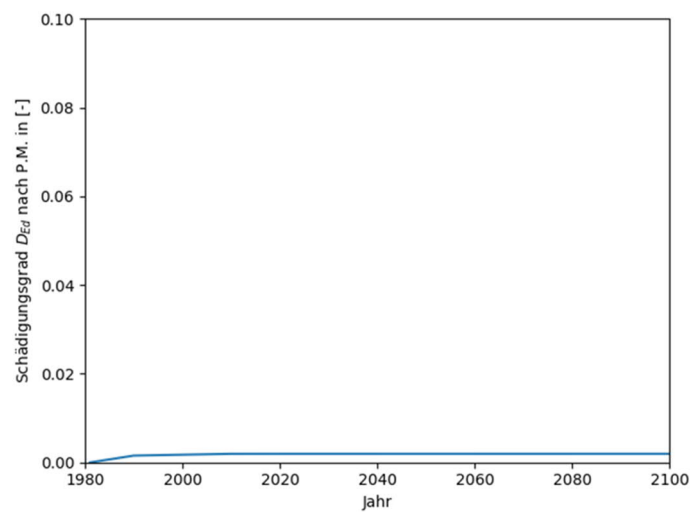
Im Folgenden werden ausgewählte Ergebnisse für den ingenieurmäßigen Ansatz der Setzungen aufgezeigt. Die nächste Tabelle fasst die Parameter zusammen, welche in dem folgenden Kapitel aufgezeigt werden:

LAP Tabelle 57: Verwendete Parameter im folgenden Kapitel

Zeitraum	Wirksame Setzung [mm]	Streuung Vorspannung (Statisch bestimmt / unbestimmt)
1981-1990	15	0.75/1.00
1990-2010	10	0.75/1.00
2010-2020	0	0.75/1.00
2020-2100	0	0.75/1.00

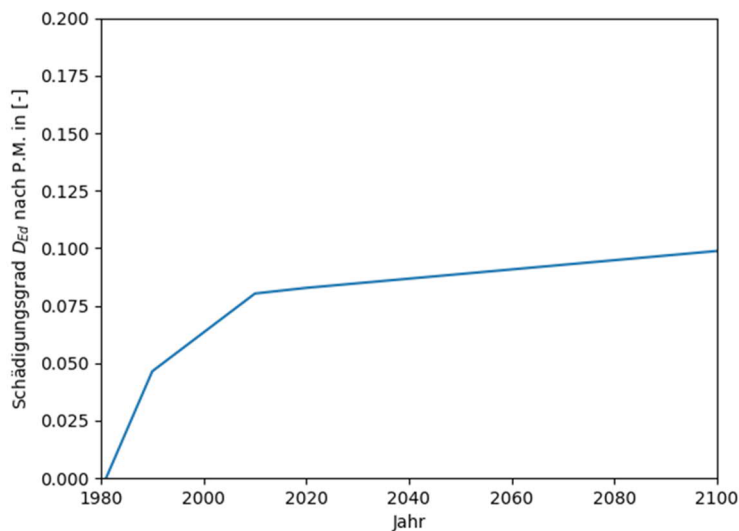
Talbrücke Weinheim

Die nächsten beiden Abbildungen zeigen die Schädigungsgrade an der Koppelfuge für die oben aufgeführten Parameter:



LAP Abb. 49: Schädigungsgrad an der Koppelfuge 7 für eine ingenieurmäßige Herangehensweise. Für die berechneten Schädigungsgrade sind 15 mm, 10 mm und 0 mm angesetzt.

Nach der vorherigen Abbildung verbleibt der Schädigungsgrad an der Koppelfuge 7 infolge der gewählten Parameter bis zum Jahr 2100 deutlich unter 1 %.

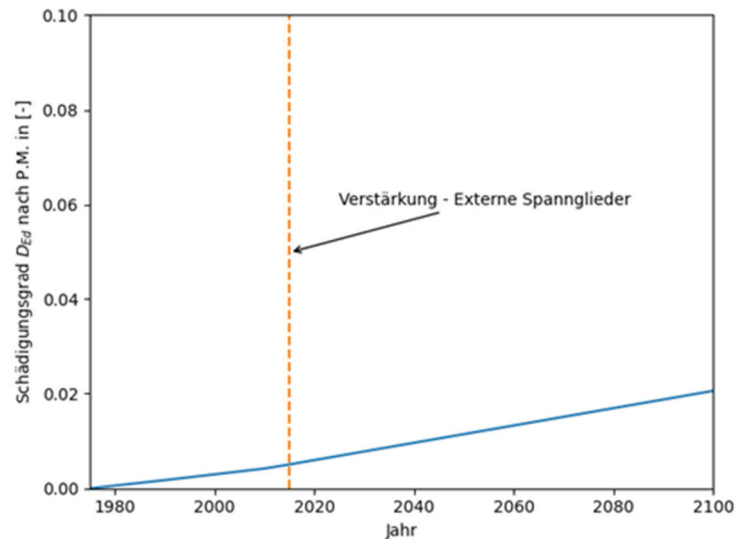


LAP Abb. 50: Schädigungsgrad an der Koppelfuge 8 für eine ingenieurmäßige Herangehensweise. Für die berechneten Schädigungsgrade sind 15 mm, 10 mm und 0 mm angesetzt.

Im Vergleich zur vorherigen Betrachtung der Koppelfuge 7 zeigt die Koppelfuge 8 einen erhöhten Schädigungsgrad von etwa 10 % zum Jahre 2100 auf.

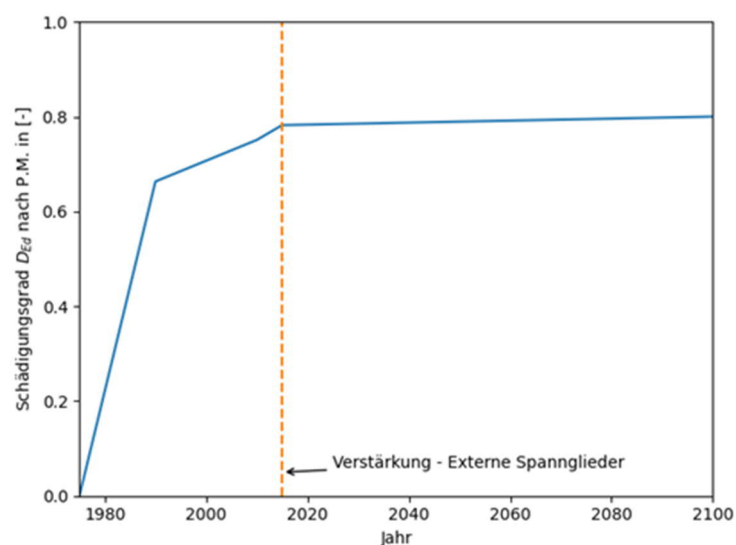
Talbrücke Pfeddersheim

Die nächste Abbildung zeigt den Verlauf der Schädigung der Spannglieder an der Koppelfuge 3 der Talbrücke Pfeddersheim. Die Talbrücke Pfeddersheim wurde im Jahr 2015 mit externen Spanngliedern verstärkt, was in der Berechnung der Spannungsschwingbreiten erfasst ist.



LAP Abb. 51: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 3. Die Verstärkung mit externen Spanngliedern im Jahr 2015 ist in den Berechnungen der Schädigungsgrade berücksichtigt.

Die Schädigungsgrade der Koppelfuge 3 verbleiben beim ingenieurmäßigen Ansatz der Setzungen unter 2 % Schädigung bis zum Jahr 2100. Die nächste Abbildung zeigt den Verlauf der Schädigung der Spannglieder an der Koppelfuge 4 der TB Pfeddersheim. Die Koppelfuge 4 wurde ebenfalls mit externen Spanngliedern verstärkt, was in der Berechnung der Schädigungsgrade berücksichtigt ist.

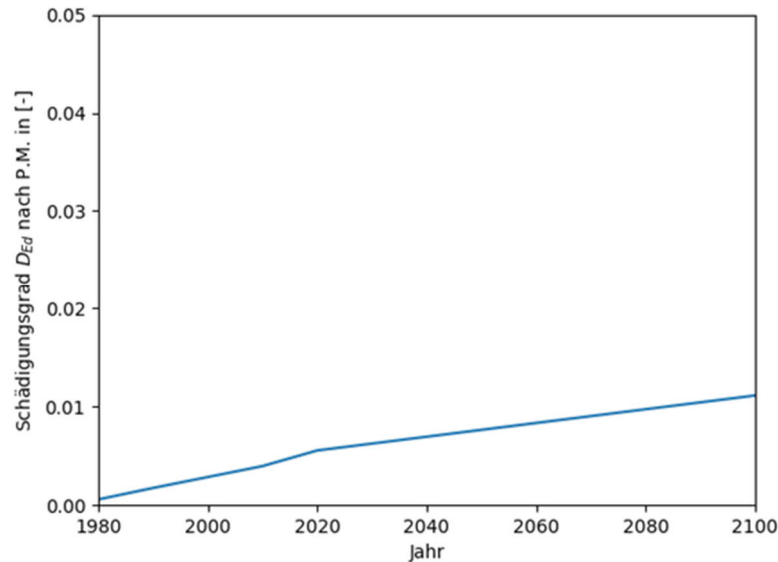


LAP Abb. 52: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 4. Die Verstärkung mit externen Spanngliedern im Jahr 2015 ist in den Berechnungen der Schädigungsgrade berücksichtigt.

Die Koppelfuge 4 weist bei ingenieurmäßigem Ansatz der Setzungen einen Schädigungsgrad von knapp unter 80 % bis zum Jahr 2100 auf.

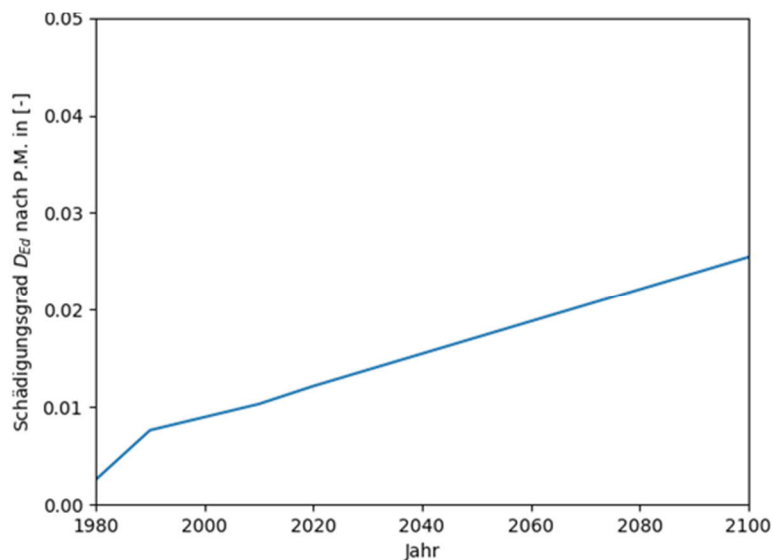
Talbrücke Alzey

Die nächste Abbildung zeigt die Entwicklung des Schädigungsgrades für die Koppelfuge 13 der Talbrücke Alzey:



LAP Abb. 53: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 13. Die Verstärkung mit externen Spanngliedern im Jahr 2015 ist in den Berechnungen der Schädigungsgrade berücksichtigt.

Entsprechend der Darstellung kommt es bei der Koppelfuge 13 über den Lebenszyklus unter ingenieurmäßiger Annahme für die die Setzungen zu keiner signifikanten Zunahme der Schädigung an der Koppelfuge. Die nächste Abbildung zeigt die Entwicklung des Schädigungsgrades für die Koppelfuge 14 der Talbrücke Alzey:



LAP Abb. 54: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 14. Die Verstärkung mit externen Spanngliedern im Jahr 2015 ist in den Berechnungen der Schädigungsgrade berücksichtigt.

Entsprechend der Darstellung verbleiben die Schädigungsgrade im Laufe des Lebenszyklus deutlich unter 10 %.

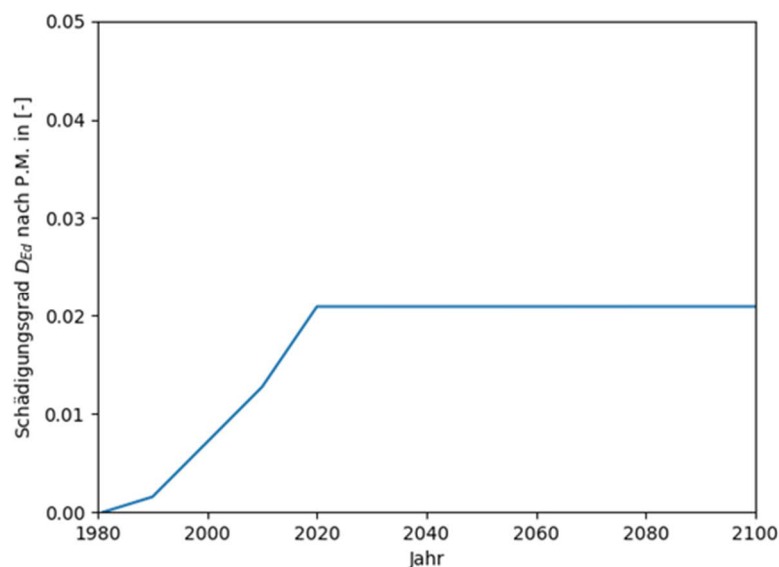
Schädigungsszenario 2 – Normativer Ansatz der Setzungen aus der Vergangenheit

LAP Tabelle 58: Verwendete Parameter im folgenden Kapitel

Zeitraum	Wirksame Setzung [mm]	Streuung Vorspannung (Statisch bestimmt / unbestimmt)
1981-1990	10	0.75/1.00
1990-2010	10	0.75/1.00
2010-2020	10	0.75/1.00
2020-2100	10	0.75/1.00

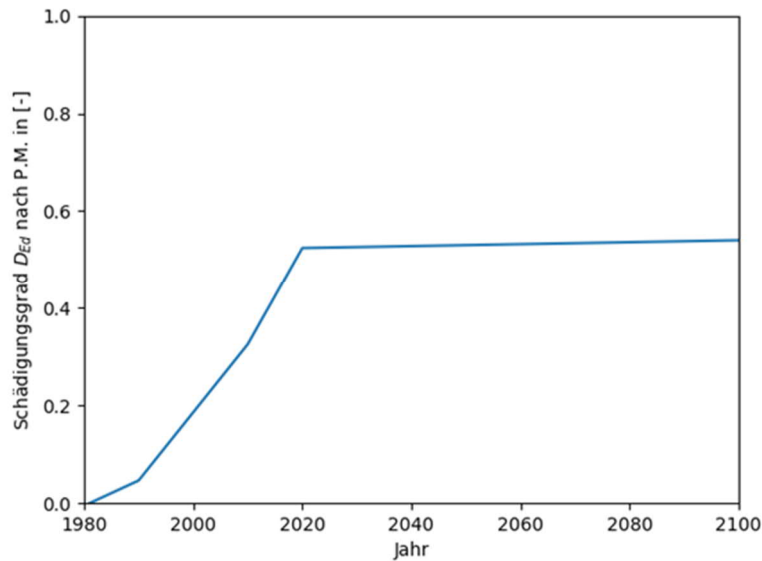
Talbrücke Weinheim

Die nächsten beiden Abbildungen zeigen die Schädigungsgrade an der Koppelfuge 7 für die oben aufgeführten Parameter.



LAP Abb. 55: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Weinheim für die Koppelfuge 7.

Der Schädigungsgrad verbleibt bei normativem Ansatz der Setzungen an der Koppelfuge 7 unter 10 % Schädigung. Die nächsten beiden Abbildungen zeigen die Schädigungsgrade an der Koppelfuge 8 für die oben aufgeführten Parameter.

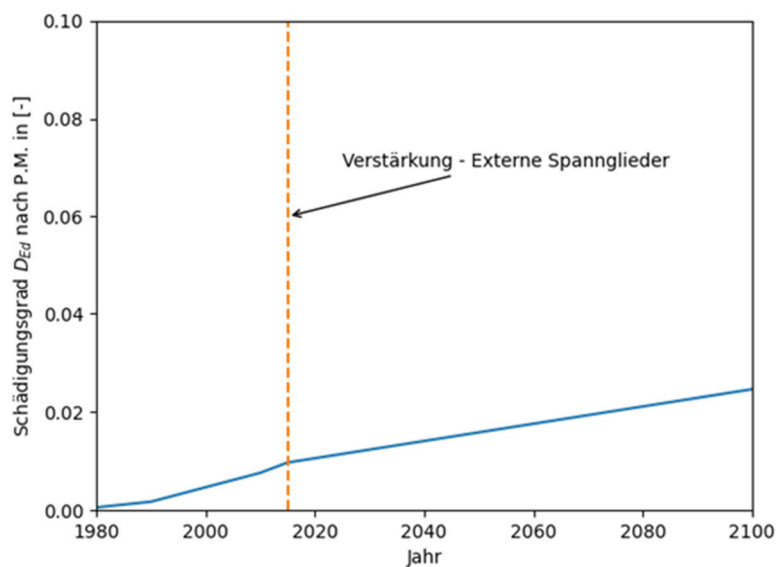


LAP Abb. 56: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Weinheim für die Koppelfuge 8.

Der Schädigungsgrad verbleibt bei normativem Ansatz der Setzungen an der Koppelfuge 7 bei ca. 50 % Schädigung.

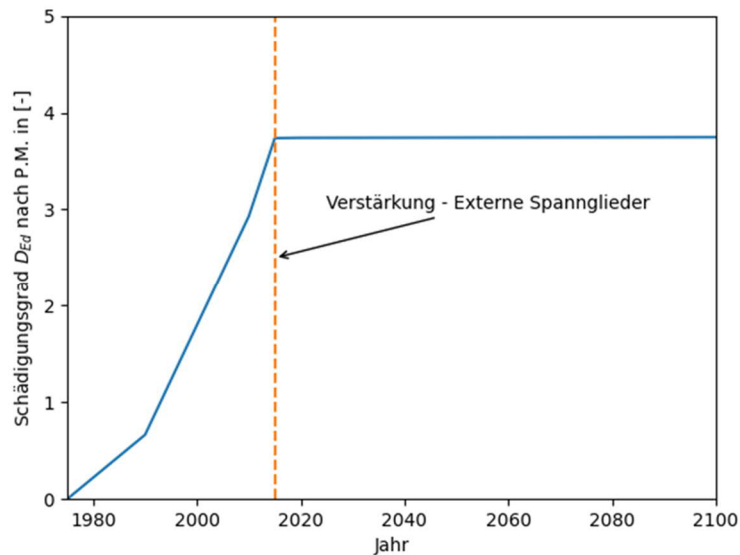
Talbrücke Pfeddersheim

Die nächste Abbildung zeigt den Schädigungsgrad an der Koppelfuge 3:



LAP Abb. 57: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 3.

Die Verstärkung der Koppelfugen mit externen Spanngliedern wurde entsprechend berücksichtigt. Der Schädigungsgrad verbleibt deutlich unter 10 %. Die nächste Abbildung zeigt den Schädigungsgrad an der Koppelfuge 4:

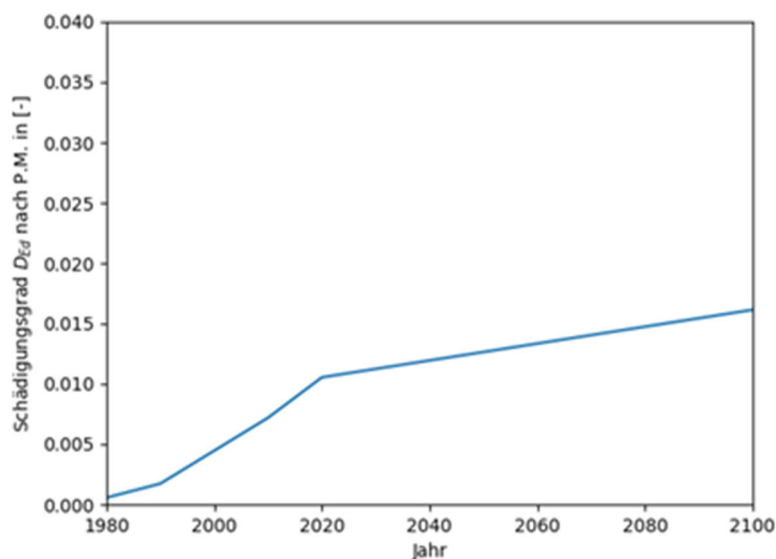


LAP Abb. 58: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Pfeddersheim für die Koppelfuge 4.

Wie der Abbildung zu entnehmen ist, steigt der Schädigungsgrad unter den normativen Annahmen von 10 mm Setzung mit den verbundenen Zwangsschnittgrößen auf ca. 4 an. An dieser Stelle sei angemerkt, dass dieser Schädigungsgrad aufgrund der verbundenen Annahmen rein fiktiv ist, und keinen realistischen Wert darstellt. Nach Verstärkung des Querschnitts mit externen Spanngliedern kommt es zu keinem signifikanten Anstieg der Schädigungsgrade.

Talbrücke Alzey

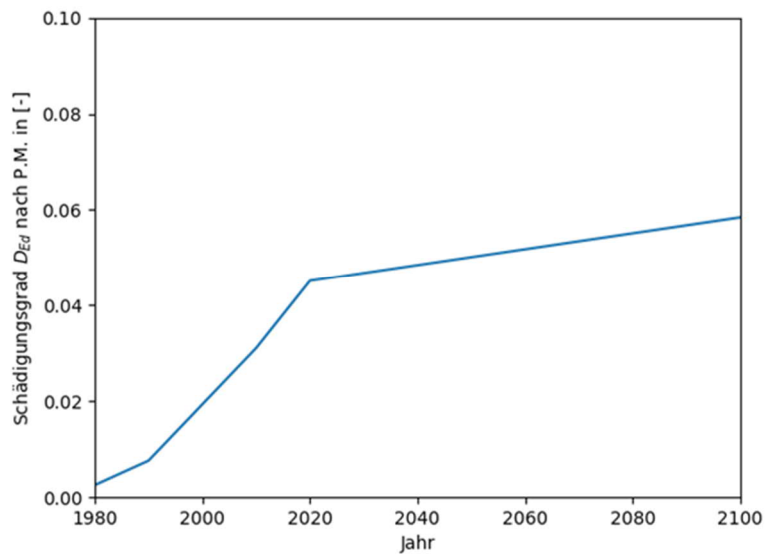
Die nächste Abbildung zeigt die Entwicklung des Schädigungsgrades für die Talbrücke Alzey an der Koppelfuge 13:



LAP Abb. 59: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Weinheim für die Koppelfuge 13.

Der Schädigungsgrad der Talbrücke Alzey verbleibt bei normativem Ansatz der Setzungen und der damit verbundenen Zwangsschnittgrößen deutlich unterhalb von 10 %.

Die nächste Abbildung zeigt die Entwicklung des Schädigungsgrades für die Talbrücke Alzey an der Koppelfuge 14:



LAP Abb. 60: Entwicklung des Schädigungsgrades im Lebenszyklus der Talbrücke Weinheim für die Koppelfuge 14.

Der Schädigungsgrad der Talbrücke Alzey verbleibt bei normativem Ansatz der Setzungen und der damit verbundenen Zwangsschnittgrößen deutlich unterhalb von 10 %.

Fazit – Schädigungsgrad Zukunft

Aus den Kalibrierungsfahrten ist ersichtlich, dass die Koppelfugen im weiteren Verlauf des Lebenszyklus lediglich geringfügige Schädigungen erfahren. Somit ist der tatsächliche Schädigungsgrad der Spannglieder an den Koppelfugen im Wesentlichen durch den bereits induzierten Schädigungsgrad aus der Vergangenheit bestimmt. Der Schädigungsgrad aus der Vergangenheit ist allerdings, nach den Erläuterungen zum Schädigungsgrad in der Vergangenheit von maßgebenden Unbekannten bestimmt (Streuung der Vorspannung, Wirksame Zwangsschnittgrößen aus Setzungen), welche nicht durch ein nachträgliches Monitoringsystem aufgelöst werden können.

Rechnerisch sind somit keine zuverlässigen Aussagen über eine Restlebensdauer aus Gesichtspunkten der Ermüdung möglich. Die eingesetzten Monitoringsysteme können somit jedoch als Hilfsgrößen verstanden werden, mit welchen akute Zustandsänderungen (Signifikante Zunahme der Rissdoppelamplitude) erfasst werden können.

Hinweis: An dieser Stelle sei angemerkt, dass die vorab vorgestellten Schädigungsgrade einen rein akademischen Charakter haben. So sind darüber keine Rückschlüsse auf die tatsächlichen Schädigungsgrade an den Koppelfugen und entsprechend eignen sich die Berechnungen im Rahmen dieses Schlussberichts nicht zur Festlegung bautechnischer Maßnahmen.

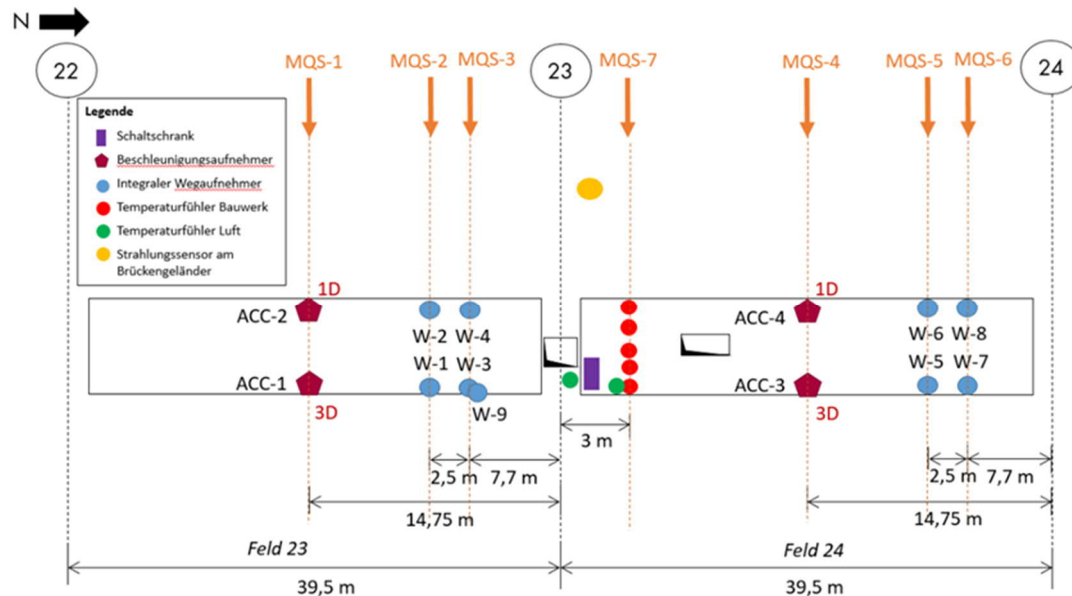
3.2. Verknüpfung numerisches Modell mit Messergebnissen – Schwingungssensoren

Der KPI Schädigungsgrad in den Koppelfugen wird durch die Steifigkeit der Brückenüberbauten beeinflusst, da die Zwangsschnittgrößen aus statisch unbestimmter Vorspannung, Setzung und Temperatur durch die tatsächliche Steifigkeit beeinflusst werden. Um den E-Modul realitätsnah zum jetzigen Zeitpunkt abzuschätzen, werden die Beschleunigungssensoren des Monitoringsystems herangezogen und mit den numerischen Modellen direkt verknüpft.

Talbrücke Weinheim

Anordnung der Beschleunigungssensoren

Die nächste Abbildung zeigt die Anordnung der Sensoren für die Talbrücke Weinheim. Die Beschleunigungssensoren werden entsprechend der Darstellung in Feldmitte der Felder 23 und 24 angeordnet. Für die nachfolgenden Untersuchungen werden dabei ausschließlich die vertikalen Schwingungen zur Bewertung der Eigenfrequenzen herangezogen, da lediglich die vertikalen Schwingungen für die Analyse der ersten Biegeeigenfrequenz von Interesse sind.

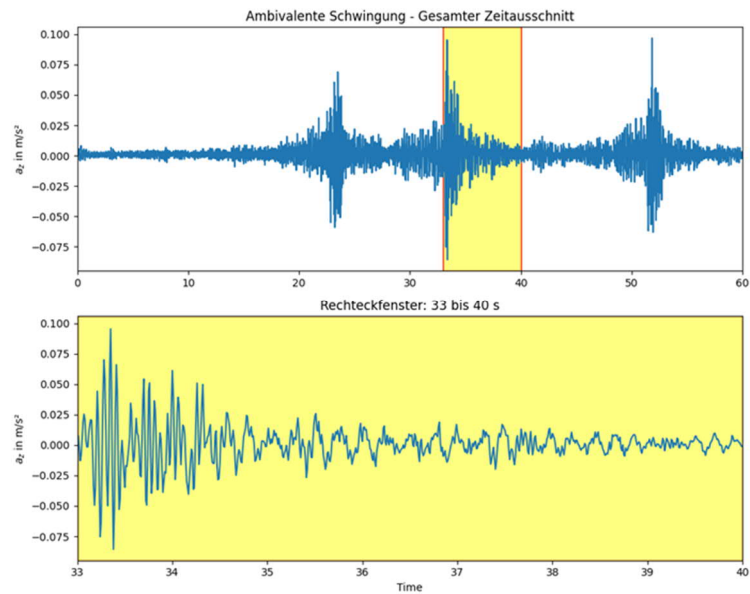


LAP Abb. 61: Anordnung der Sensoren auf TB Weinheim

Für die Talbrücke Weinheim werden beispielhaft die Koppelfuge 23 zur Beurteilung des Schwingungsverhaltens herangezogen. Aufgrund der gleichbleibenden Stützweite wird hier eine ähnliche Biegeeigenfrequenz maßgebend, weshalb im Folgenden nur das Feld 23 für die Bewertung der Steifigkeit des Systems herangezogen wird.

Auswertung des Beschleunigungssensors für das Feld 23

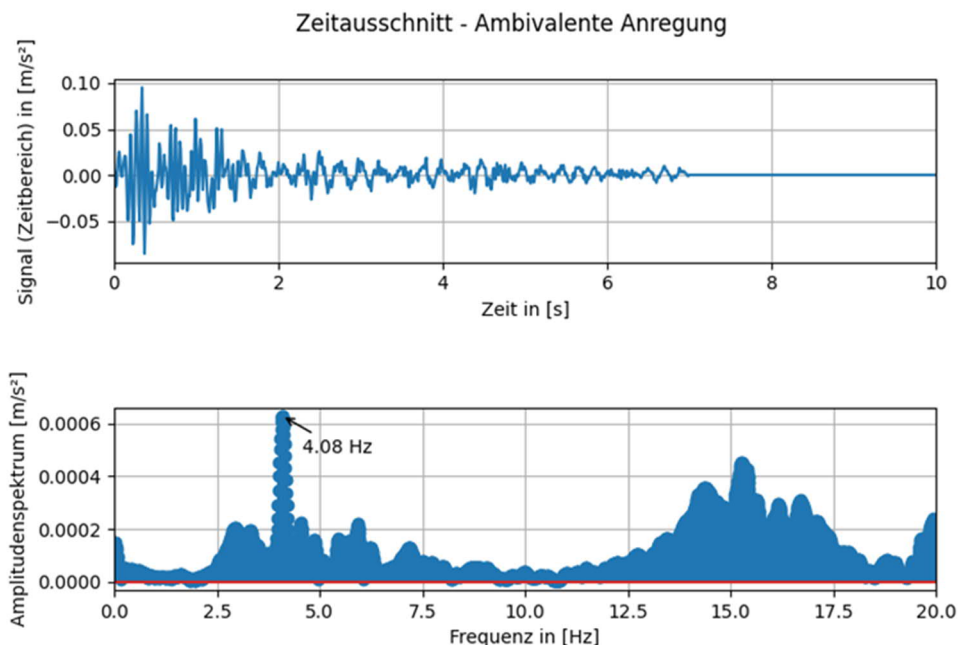
Die nächste Abbildung zeigt den Zeitverlauf des Beschleunigungssensors, welcher für die Analyse der Eigenfrequenzen herangezogen wird.



LAP Abb. 62: Zeitverlauf Beschleunigungsaufnehmer Feld 23

Für die Analyse der Schwingung im Frequenzbereich wird ein Rechteckfenster mit eindeutigem Abklingen der Schwingung ausgewählt und aus dem Zeitbereich herausgetrennt (Gelb markierter Bereich, Ambient Window). Bei der ambivalenten Anregung sind nur die Bereiche von Interesse, in denen das Bauwerk frei in der maßgebenden Eigenform ausschwingt (Neitzel & Schwarz, 2017). Die weiteren Bereiche werden durch die dynamischen Einwirkungen aus der Überfahrt des Schwerlastverkehrs beeinflusst und ermöglichen somit nur die Messung der Frequenz der Anregung.

Transformation in den Frequenzbereich



LAP Abb. 63: Amplitudenspektrum Feld 23

Zur Analyse des Zeitschriebs mit der FFT muss zur Vermeidung von Aliasing das Nyquist-Theorem eingehalten sein. Für die untersuchte Schwingung liegt die höchste, maßgebende Frequenz bei ca. 20 Hz, wobei die maßgebende Eigenfrequenz im Bereich des

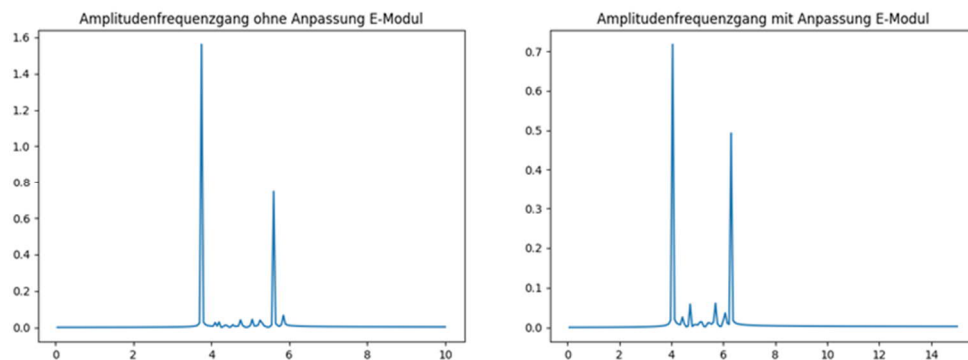
Beschleunigungssensors bei 4.08 Hz liegt. Entsprechend gilt bei Berücksichtigung der obersten Frequenz von 20 Hz:

$$f_c = 0.5 \cdot 100 = 50.0 \text{ Hz} > f_{\max} = 20 \text{ Hz}$$

Somit ist das Nyquist-Theorem eingehalten. Die Abtastrate des Signals liegt deutlich über der doppelten, zu berücksichtigenden Signalfrequenz und somit wird die Bauteilschwingung mit den Sensoren korrekt erfasst.

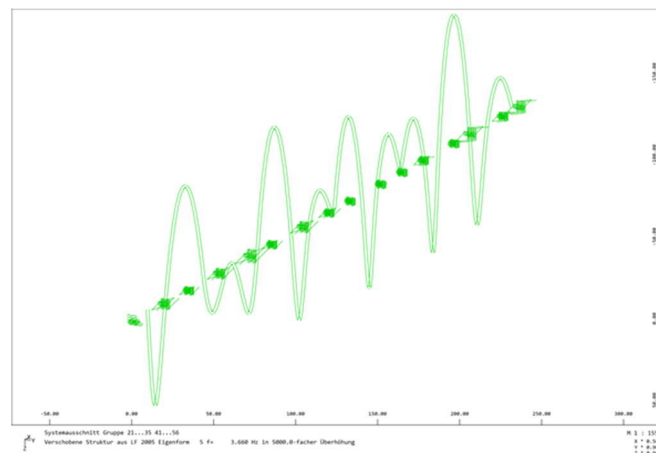
Anpassung an das numerische Modell

Zur Anpassung des numerischen Modells an die Messergebnisse der Beschleunigungssensoren wird die erste Eigenfrequenz gemessen und das numerische Modell durch eine Anpassung des E-Moduls mit den Messdaten kalibriert. Die Kalibrierung erfolgt über die Ermittlung des Amplitudenfrequenzgangs im Frequenzbereich (D.h. über die Ermittlung der stationären Lösung an der Sensorposition im Modell). Mithilfe des Amplitudenfrequenzgangs ist eine zuverlässige Bestimmung der maßgebenden Eigenformen möglich, während dies über eine rein visuelle Auswertung nicht möglich ist. Die nächste Abbildung zeigt im linken Teilbild den Amplitudenfrequenzgang ohne Anpassung des E- Moduls und im rechten Teilbild die veränderte maßgebende Eigenfrequenz bei Erhöhung des E-Moduls von 30050 MN/m² auf 35000 MN/m²:



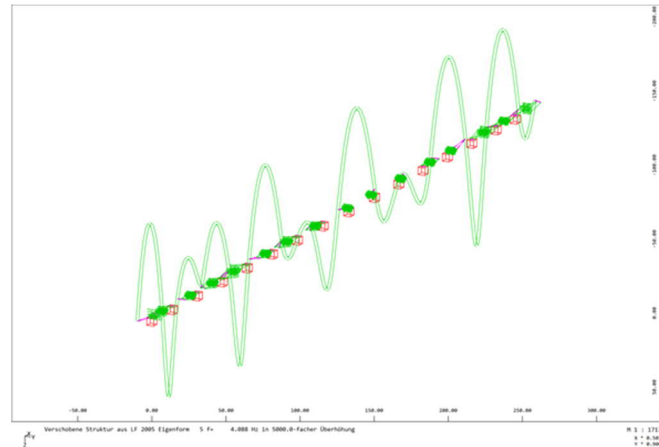
LAP Abb. 64: Amplitudenfrequenzgang, links ohne Anpassung des E-Moduls, rechts nach Anpassung und Erhöhung des E-Moduls von 30050 NM/m² auf 35000 NM/m²

Ohne Anpassung liegt die maßgebende Biegeeigenfrequenz bei ca. 3.75 Hz. Die nächste Abbildung zeigt die zugehörige Eigenform aus dem Sofistik-Modell:



LAP Abb. 65: Mit Sofistik berechnete, nicht angepasste Eigenform.

Nach der Anpassung des E-Moduls liegt die maßgebende Biegeeigenfrequenz bei ca. 4.05 Hz. Die nächste Abbildung zeigt die zugehörige Eigenform aus dem Sofistik-Modell:



LAP Abb. 66: Angepasste Biegeeigenform bei ca. 4,05 Hz

Verifikation der Modellierung

Vor Anpassung des Moduls liegt die maßgebende Biegeeigenfrequenz bei ca. 3.75 Hz. Somit folgt eine Differenz zur gemessenen ersten Eigenfrequenz von:

$$\Delta f = 4.11 - 3.75 = 0.36 \text{ Hz}$$

Dies entspricht einer prozentualen Erhöhung der Frequenz von:

$$\Delta f = 0.36/3.75 = 9.60\%$$

Aus den Zusammenhängen zwischen Frequenz und Steifigkeit eines Einmassenschwingers folgt in guter Näherung für die notwendige Erhöhung der Steifigkeit:

$$k_{\text{Neu}} = 1.1^2 \cdot k_{\text{Alt}} = 1.21 k_{\text{Alt}}$$

Die Anpassung der Eigenfrequenz erfolgt aufgrund der begrenzten Sensorauswahl auf Basis der ersten Biegeeigenfrequenz über den E-Modul der Brücke. Aus dem einfachen Vergleich gilt für die Anpassung des E-Moduls vom Ausgangswert $E = 30050 \text{ MN/m}^2$:

$$k_{\text{Neu}} = 1.1^2 \cdot 30050 = 36360.50 \text{ MN/m}^2$$

Im numerischen Modell erfolgt die Anpassung mit einem E-Modul von 35000 MN/m^2 in der Größenordnung des Einmassenschwingers. Die Ergebnisse bezüglich der Anpassung der Steifigkeit sind somit für die TB Weinheim plausibel.

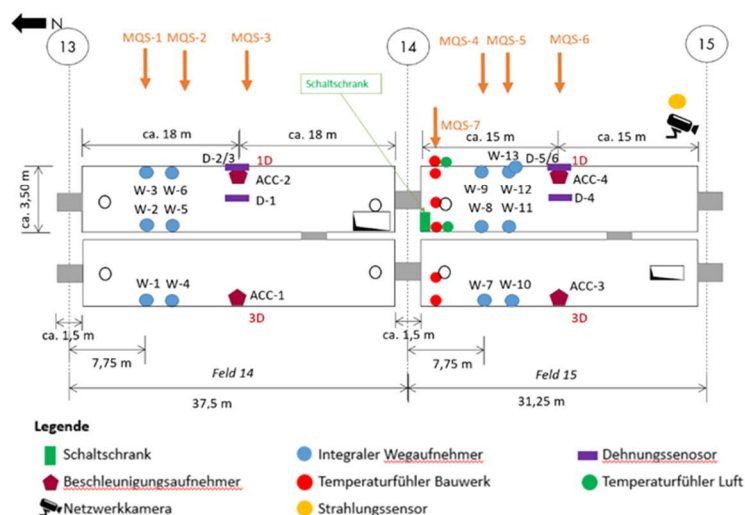
Talbrücke Alzey

Die nächste Abbildung zeigt die Anordnung der Sensoren für die Talbrücke Alzey. Die Beschleunigungssensoren werden entsprechend der Darstellung in Feldmitte der Felder 14 und 15 angeordnet. Für die nachfolgenden Untersuchungen werden dabei ausschließlich die vertikalen Schwingungen zur Bewertung der Eigenfrequenzen herangezogen, da lediglich die vertikalen Schwingungen für die Analyse der ersten Biegeeigenfrequenz von Interesse sind.

3 Zusammenfassung und Verortung installierte Hardware

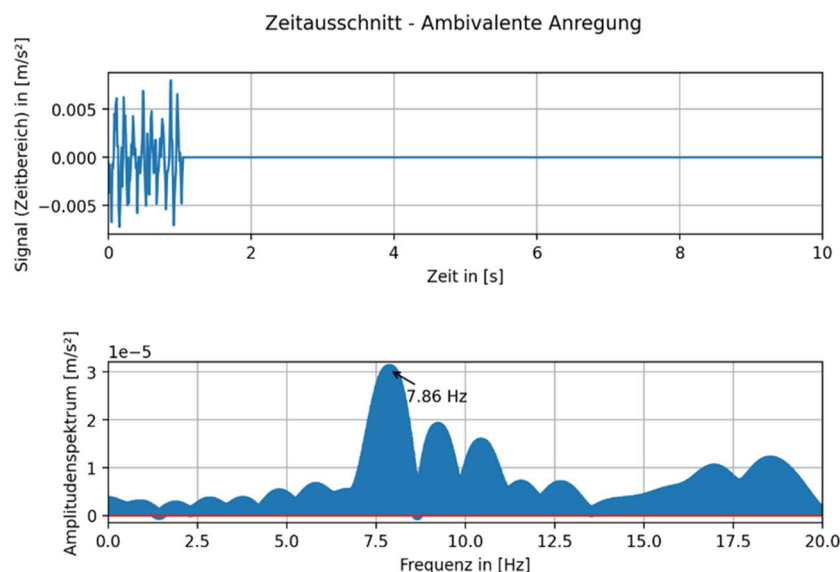
Nachfolgende Unterkapitel dienen zur Verortung der verbauten Hardware/Sensorik im Gesamtbauwerk. Zunächst folgt in 3.1 eine globale Übersicht des Gesamtsystems. Jeder Messquerschnitt wird in den darauffolgenden Unterkapiteln aus 3.2 für detaillierter dargestellt.

3.1 Gesamtübersicht installierte Hardware/Sensorik



LAP Abb. 67: Instrumentierung Alzey

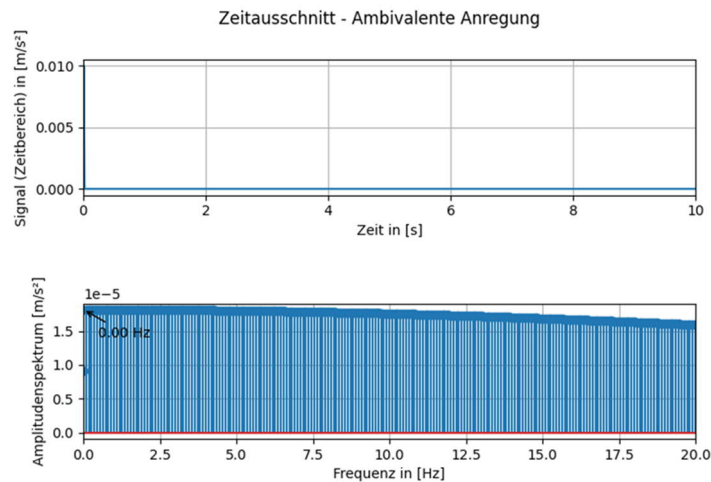
Zum Zeitpunkt der Messungen und Auswertungen ist der Sensor im Feld 14 ausgefallen. Aus diesem Grund werden für die weiteren Betrachtungen der TB Alzey lediglich die Schwingungssensoren im Feld 15 herangezogen. Für die Transformation der gemessenen Schwingungen in den Frequenzbereich wird in Analogie zur Talbrücke Weinheim ein Zeitausschnitt im Bereich des freien Ausschlags angesetzt.



LAP Abb. 68: Die maßgebliche Eigenfrequenz liegt bei 7,86 Hz

Anpassung an das numerische Modell

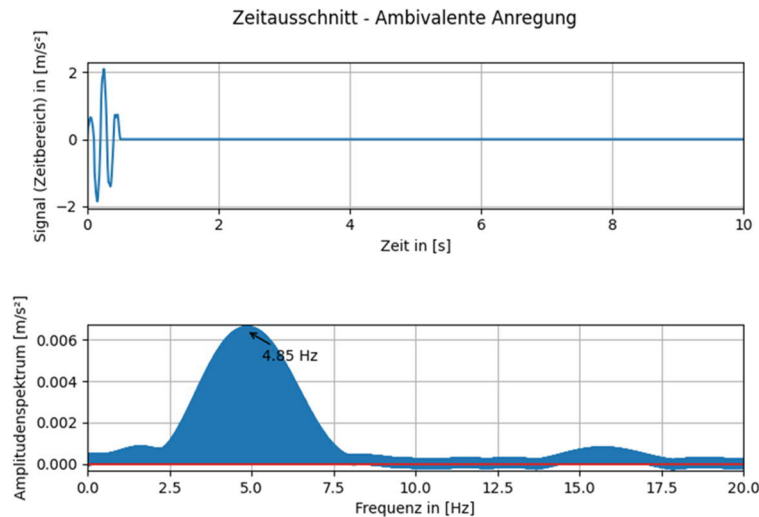
Für die Anpassung des numerischen Modells an die gemessene Schwingung wird für die Talbrücke Alzey die experimentelle Modalanalyse zur Identifikation der maßgebenden Biegeeigenfrequenzen und –formen eingesetzt, vgl. LAP Abb. 69. Dabei wird auf den untersuchten Knoten in Feldmitte (Der mit der tatsächlichen Sensorposition übereinstimmt) ein Einzelimpuls mit definierter Zeitdauer aufgebracht. Durch den Impuls werden, bei korrekter Wahl der definierten Zeitdauer, die wesentlichen Eigenfrequenzen des Systems im entsprechenden Knoten mit gleichbleibender Intensität angeregt. Die nächste Abbildung zeigt den entsprechenden Impuls im Zeit- und Frequenzbereich:



LAP Abb. 69: Einzelimpuls definierter Zeitdauer an der TB Alzey

Wie der Abbildung zu entnehmen ist, regt der Impuls alle verfügbaren Eigenfrequenzen bis ca. 15 Hz mit nahezu identischer Intensität an. Entsprechend setzt sich auch die Antwortschwingung des numerischen Brückenmodells aus allen angeregten Eigenfrequenzen zusammen, wobei bestimmte, maßgebende Eigenformen den Schwingungsvorgang dominieren.

Die nächste Abbildung zeigt die Antwortschwingung des numerischen Bauwerks bei Aufbringung eines Einzelimpulses an der Sensorposition und der Transformation des Beschleunigungs-Zeitverlaufs in den Frequenzbereich:



LAP Abb. 70: Strukturantwort des Modells nach Einzelimpuls und Transformation in Frequenzbereich

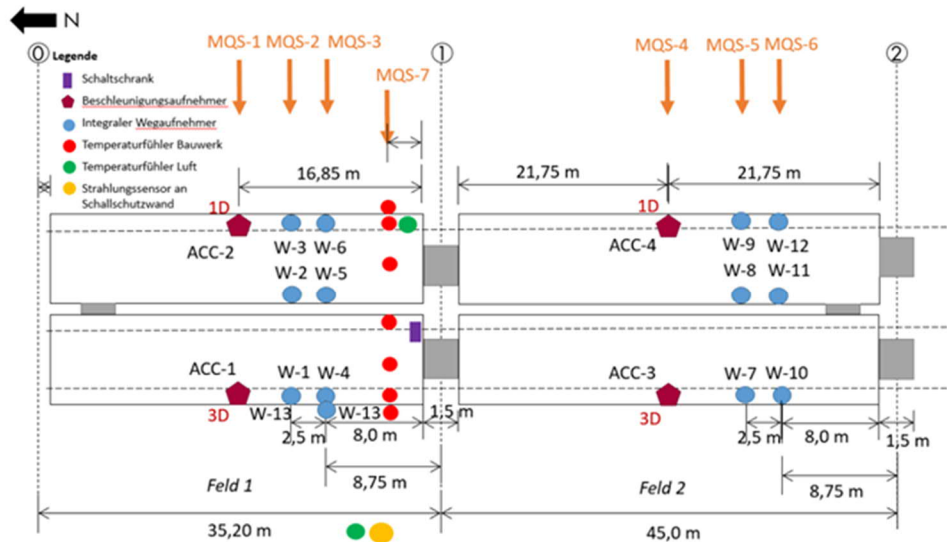
Die Auswertung der Schwingung infolge der Impulsanregung zeigt bei Auswertung des freien Ausschwingvorgangs für das erfasste Feld eine erste Eigenfrequenz von ca. 4.85 Hz. Die Diskrepanz zwischen der gemessenen und der numerisch ermittelten maßgebenden Eigenfrequenz ist am numerischen Modell nicht erklärbar. Die theoretische Erhöhung der Steifigkeit beträgt nach den Überlegungen am Einmassenschwinger:

$$k_{\text{neu}} = \left(\frac{7.86}{4.85} \right)^2 \cdot k_{\text{alt}} = 2.62 \cdot k_{\text{alt}}$$

Dieser Zuwachs der Steifigkeit ist deutlich zu hoch, und lässt den Schluss nahe, dass mit der Messung am Beschleunigungssensor nicht die erste Biegeeigenfrequenz, sondern eine höhere (Torsions-)eigenform durch die Überfahrten angeregt wird. Diese Beobachtung kann mit dem hier angeordneten System aus Schwingungssensoren nicht belegt werden, da hierzu weitere Beschleunigungssensoren in den Bereichen der maximalen Amplitudenverhältnisse der maßgebenden Eigenformen notwendig sind.

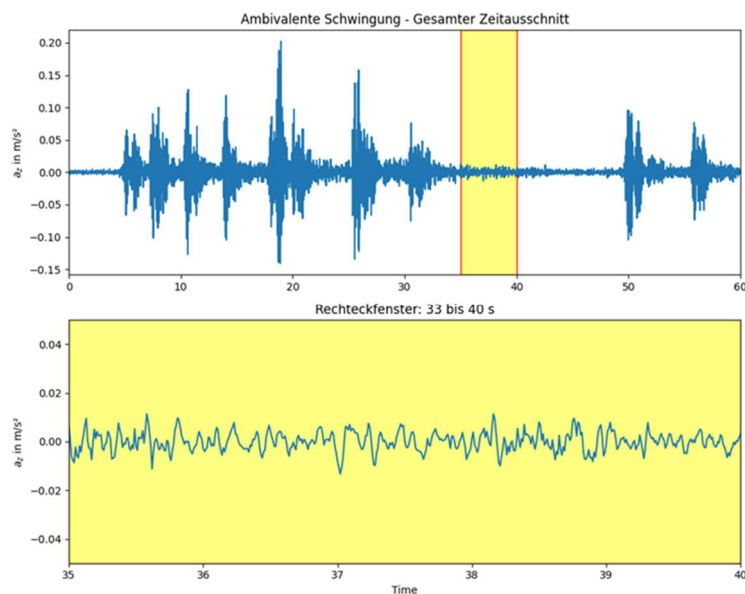
Talbrücke Pfeddersheim:

Die nächste Abbildung zeigt die Anordnung der Sensoren für die Talbrücke Pfeddersheim. Die Sensoren werden ebenfalls in Feldmitte der Bauwerke angeordnet. Da die Stützweiten und Lagerungsbedingungen (Endfeld bzw. Zwischenfeld) für die beiden Sensoren abweichen, werden im Folgenden beide Felder einer Analyse im Frequenzbereich unterzogen.



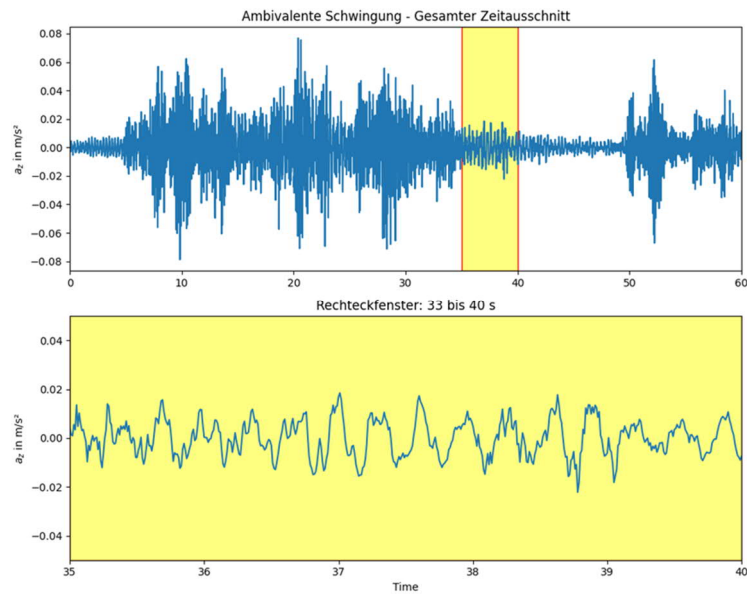
LAP Abb. 71: Instrumentierung Pfeddersheim

Auswertung des Sensors für das Feld 1. Die nächste Abbildung zeigt die gemessene Beschleunigung des Bauwerks infolge der ambivalenten Anregung durch den ständigen Verkehr.



LAP Abb. 72: Gemessene Beschleunigungen in Feld 1 in Folge von ambienter Anregung

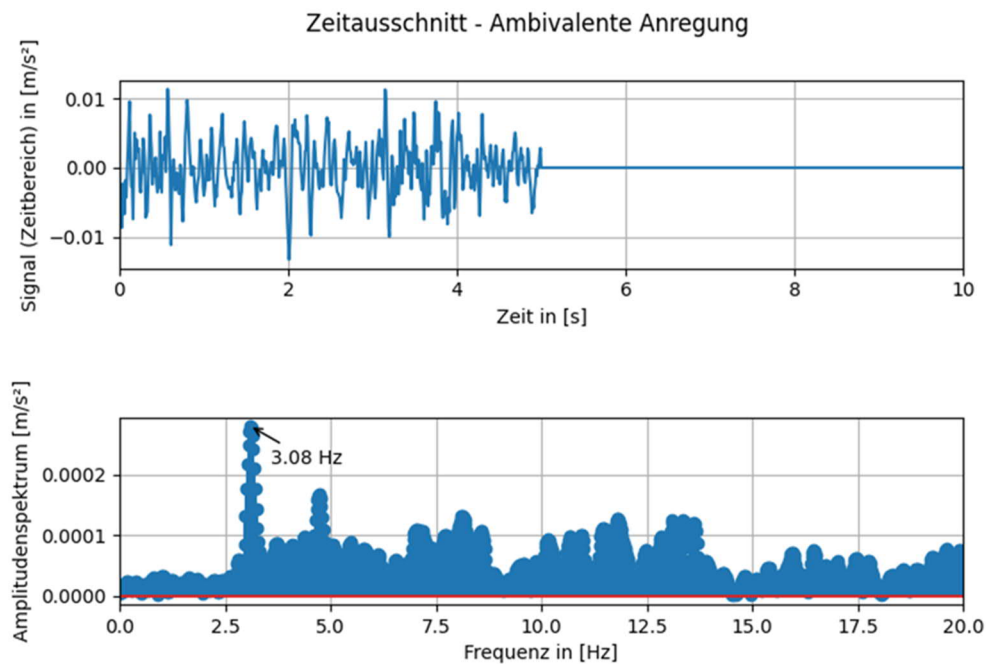
Auswertung des Sensors für das Feld 2. Die nächste Abbildung zeigt die gemessene Beschleunigung des Bauwerks infolge der ambivalenten Anregung durch den ständigen Verkehr.



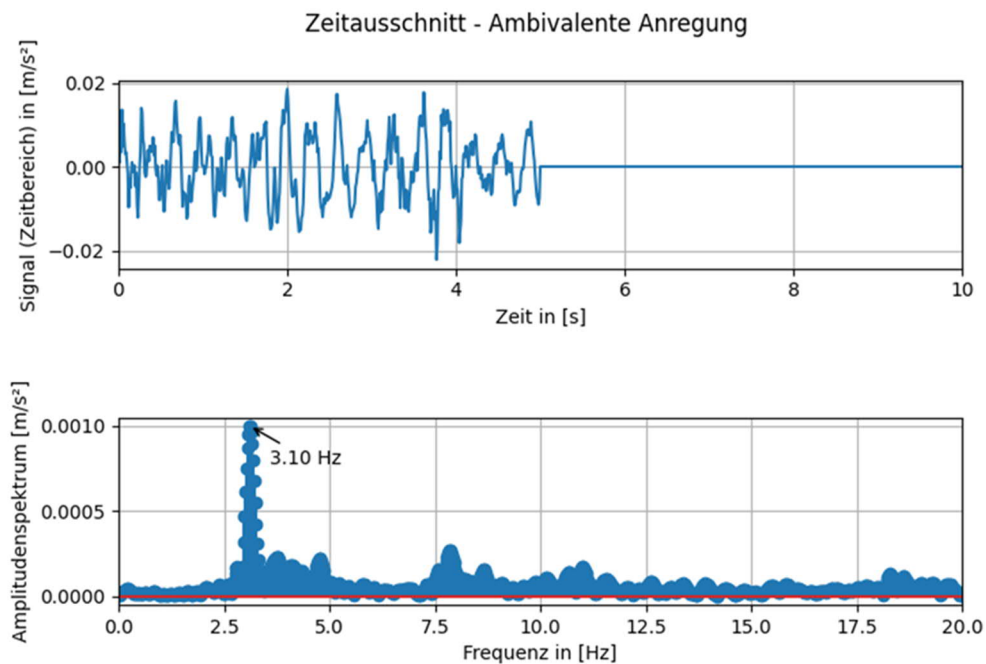
LAP Abb. 73: Gemessene Beschleunigungen in Feld 2 in Folge von Verkehrsanregung

Auswertung der Sensoren im Frequenzbereich:

Die nächsten beiden Abbildungen zeigen die Auswertungen der gefensterten Schwingungen, in welchen ein reines Ausschwingen in der maßgebenden Eigenform stattfindet. Zunächst für das Feld 1 und anschließend für das Feld 2:



LAP Abb. 74: Ausschwingen in der maßgeblichen Eigenfrequenz, Feld 1

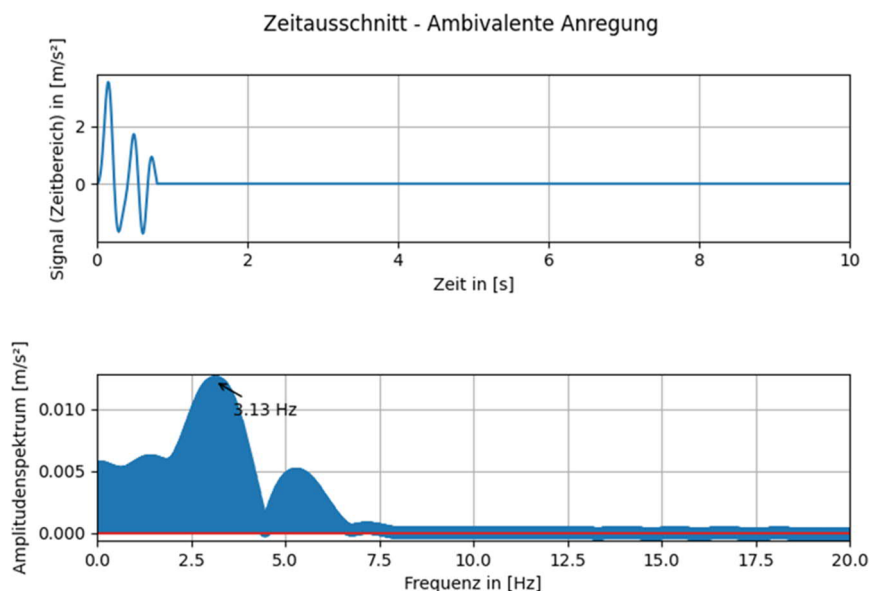


LAP Abb. 75: Ausschwingen in der maßgeblichen Eigenfrequenz, Feld 2

Für beide Sensoren kann die erste Biegeeigenfrequenz zu ca. 3.1 Hz identifiziert werden.

Anpassung an das numerische Modell:

Zur Verifikation mit dem numerischen Modell wird der zum Feld 2 zugehörige Knoten im numerischen Modell mit einem Impuls angeregt. Die Impulsbreite wird analog der Darstellung für die Talbrücke Pfeddersheim festgelegt. Der entsprechende Beschleunigungszeitverlauf wird in Analogie zur Talbrücke Alzey in den Frequenzbereich transformiert und ausgewertet:



LAP Abb. 76: Strukturantwort des Modells nach Einzelimpuls und Transformation in Frequenzbereich

Die Auswertung des numerischen Modells zeigt eine maßgebende erste Biegeeigenfrequenz im entsprechenden Feld von 3.13 Hz. Diese Eigenfrequenz stimmt mit ausreichender Genauigkeit mit den gemessenen Sensordaten überein. Da keine weiteren Sensoren, z.B. in den Viertelpunkten der betroffenen Felder vorliegen, ist keine weitere Verifikation der Schwingungsformen möglich.

3.3. Verknüpfung mit Modellen und Anwendungsgrenzen

Die gezeigte dynamische Analyse mit der Bestimmung der maßgebenden ersten Biegeeigenfrequenz des Überbaus ermöglicht lediglich eine vereinfachte Anpassung des E-Moduls an eine Eigenform. Für eine tatsächliche Einschätzung der Steifigkeit inklusive Rissbildung im Bauwerk müssten Beschleunigungssensoren in den Viertels- und Drittelpunkten der Brückenfelder angeordnet werden. Das hat den Hintergrund, dass bestimmte Eigenformen (u.A. die zweite maßgebende Biegeeigenform) in Feldmitte keinen Amplitudenwert aufweist (D.h. die zweite Eigenform trägt nicht zur Antwortschwingung in Feldmitte bei und ist somit auch nicht im Amplitudenspektrum erkennbar).

Des Weiteren gelten die Messdaten für den aktuellen Zustand mit der Nacherhärtung des Betons. Zu Beginn des Lebenszyklus ist mit einer geringeren Steifigkeit des Betons zu rechnen, welche nicht durch Messungen aus der Vergangenheit bestätigt werden kann.

In Bezug auf den KPI Schädigungsgrad sind nur indirekte Aussagen aus den Schwingungsmessungen möglich. Durch den einzelnen Sensor ist eine reine Anpassung des E-Moduls mit entsprechender Erhöhung der Zwangsschnittgrößen möglich. Somit ist eine realistischere Einschätzung der Schädigung bei Überfahrt von Schwerlastverkehr möglich. Über den jetzt gemessenen E-Modul keine Aussagen über die tatsächliche Entwicklung in der Vergangenheit getroffen werden. Ein möglicher Ansatzpunkt bei fehlender Datenlage ist hier die normativ festgelegte Entwicklung des E-Moduls mit zunehmenden Alter des Bauwerks.

Die Erfassung der Beschleunigung in Feldmitte der Bauwerke ermöglicht allerdings keine Ermittlung der Rissbildung an der Koppelfuge oder anderen Stellen im Bauwerk. Somit kann durch das Monitoring mit einem Sensor nicht festgestellt werden, ob und wie sich höhere Eigenformen im Vergleich zu den numerischen Modellen verhalten.

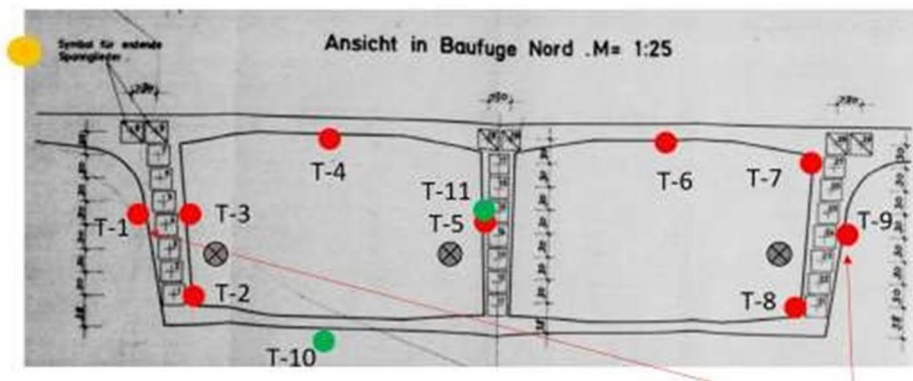
Das hat den Hintergrund, dass Bauteilschädigungen im Regelfall nur höhere Biegeeigenformen beeinflussen. Die Grundschiwingung (Erste Biegeeigenform) bleibt gegenüber örtlicher Fehlstellen (z.B. Rissbildung an der Koppelfuge) unbeeinflusst (WEIHER, Gläser 2009). Zur Beurteilung der Schädigungsgrade sind deshalb höhere Eigenfrequenzen und -formen heranzuziehen. Die näherungsweise Erfassung der Rissbildung in lokalen Bereichen kann somit ausschließlich durch ein optimiertes Raster der Beschleunigungssensoren erfolgen.

3.4 Übertragbarkeit der Messergebnisse

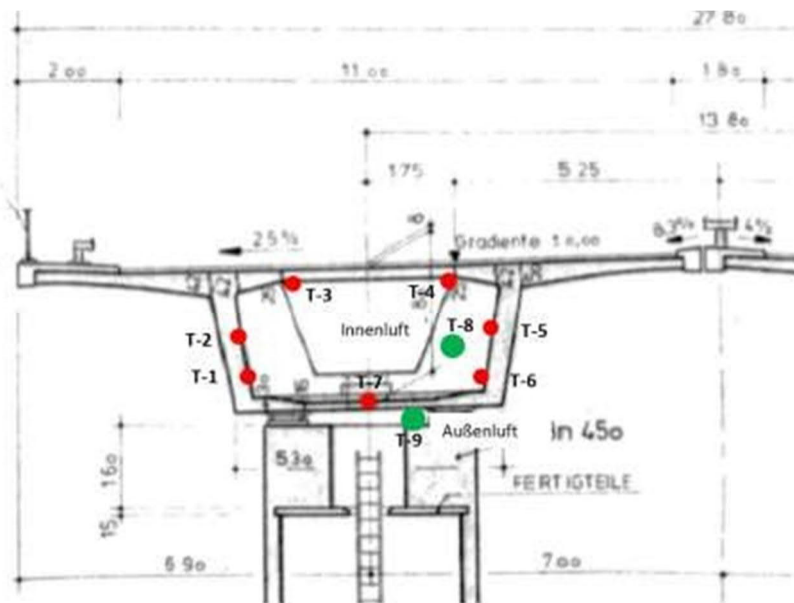
Darstellung der gegenübergestellten Messsensoren



LAP Abb. 77: Temperatursensoren Talbrücke Alzey



LAP Abb. 78: Temperatursensoren Talbrücke Alzey



LAP Abb. 79: Temperatursensoren Talbrücke Weinheim

Die nächste Tabelle gibt eine Übersicht über die ausgewerteten Sensorgrößen, welche für die Übertragbarkeit der Sensorgrößen miteinander verglichen werden.

LAP Tabelle 59: Ausgewertete Sensorsignale

Sensorposition, Messgröße	TB Alzey	TB Pfeddersheim	TB Weinheim
Unterkante Fahrbahnplatte, Bauteiltemperatur	T4	T4	T3/T4
Oberkante Bodenplatte, Bauteiltemperatur	T2	T2	T7
Innenluft	T11	T11	T8
Außenluft	T10	T10	T9

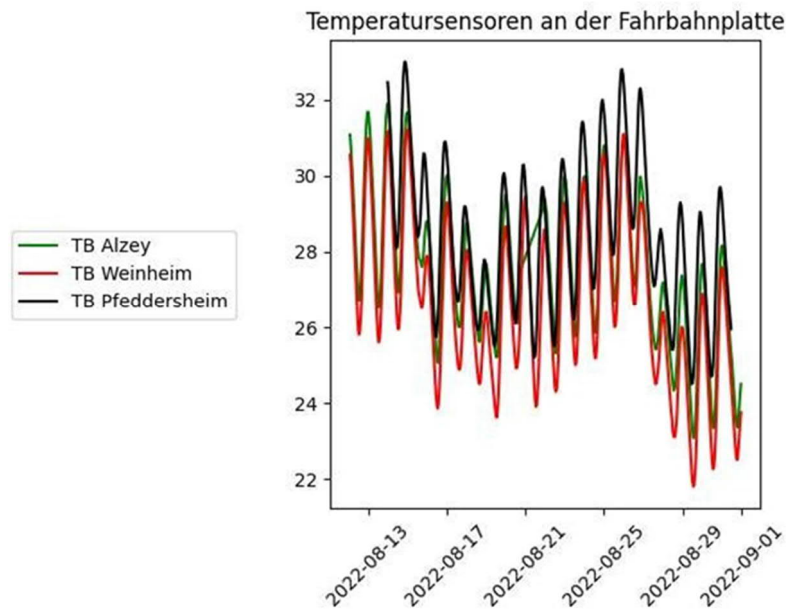
Vergleich der unterschiedlichen Messgrößen:

Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse ist grundsätzlich nur für die Temperatursensoren zu erwarten. Die weiteren bestimmten Kenngrößen sind in hohem Maße von den

unterschiedlichen Konfigurationen der Stützweiten, Beton- und Spannstahlbewehrung sowie den nicht quantifizierbaren Schädigungsgraden aus der Vergangenheit.

Vergleich der Temperatursensoren unterhalb der Fahrbahnplatte

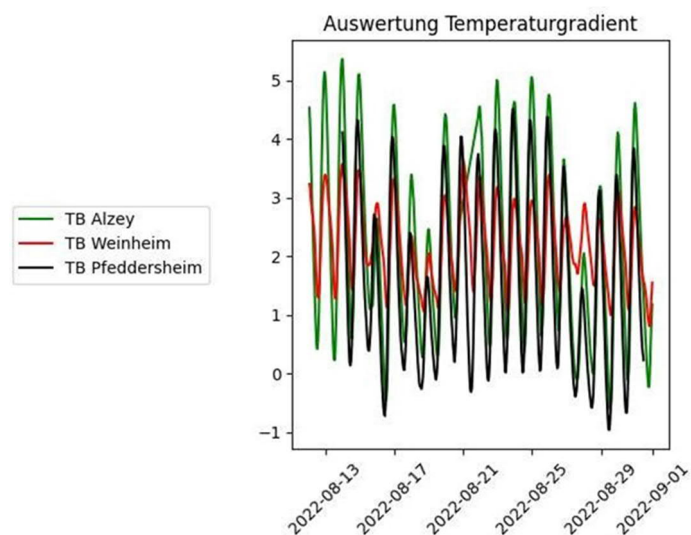
Die nächste Abbildung zeigt das Messergebnis der Temperatursensoren unmittelbar unter der Fahrbahnplatte:



LAP Abb. 80: Ergebnisse der Temperatursensoren unterhalb der Fahrbahnplatte

Vergleich der Temperaturgradienten zwischen den Bauwerken:

Die nächste Abbildung zeigt die Temperaturgradienten der drei Brückenbauwerke für einen beispielhaften Betrachtungszeitraum zwischen dem 11.08.2022 und dem 01.09.2022:



LAP Abb. 81: Beispielhafte Temperaturgradienten an drei Bauwerke

Die Auswertung zeigt, dass sich die drei Bauwerke im Betrachtungszeitraum stark unterscheiden. Entsprechend sind die Ergebnisse aus den Temperaturmessungen unter den einzelnen Talbrücken nicht vergleichbar und eine Einsparung der Sensorik zur Bestimmung der Temperaturgradienten ist nicht möglich.

2.4.3 Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Voraussichtlicher Nutzen:

Die erlangten Projekterkenntnisse sowie die erhobenen Daten werden sorgfältig in die Bauwerksprüfung integriert. Dies ermöglicht eine ganzheitliche Betrachtung der Brückeninfrastruktur und eine präzise Identifizierung von potenziellen Schwachstellen oder den Bedarf an Ertüchtigungsmaßnahmen. Die gewonnenen Erkenntnisse fließen in die kontinuierliche Weiterentwicklung von Nachrechnungen gemäß den bauaufsichtlich eingeführten Regelwerken ein. Durch die Optimierung und Verbesserung bestehender Abläufe und Prozesse werden Effizienzsteigerungen erzielt und die Qualität der Bauwerksprüfungen somit kontinuierlich verbessert.

LAP wird die Projekterkenntnisse und erhobenen Daten in die Prüfung und Bewertung sowie die Nachrechnung von Ingenieurbauwerken überführen.

- Vergleich zu Zählstellen
- Temperaturansätze hinterfragen
- Setzungsannahmen hinterfragen

Die innovativen Ansätze und die damit verbundene Vorreiterschaft in der kontinuierlichen und automatisierten Überwachung von Ingenieurbauwerken versprechen darüber hinaus einen weltweiten Wettbewerbsvorteil, der sich auch monetär positiv auswirken wird. Es ist evident, dass die erlangten Erkenntnisse einen positiven Einfluss auf die Auftragslage im Bereich der Bauwerkserhaltung haben werden.

- Akquise von Monitoring Projekten
- Besseres Knowhow über Monitoring und Möglichkeiten der Auswertung

Verwertbarkeit der Ergebnisse:

Bauwerkserhaltungsstrategien setzen sich aus einer sorgfältig abgestimmten Kombination von Instandsetzung, Monitoring und einem langfristigen Planungshorizont für Neubauten zusammen. Diese Strategien zeichnen sich durch ihre durchdachte Ausgestaltung und ihre volkswirtschaftliche Sinnhaftigkeit aus. Die im vorherigen Kapitel aufbereiteten Ergebnisse zeigen, dass:

- Performanceindikator Schädigungsgrad Vergangenheit: Keine Rückschlüsse ohne genaue Kenntnis der Setzung
- Performanceindikator Schädigungsgrad Heute und Zukunft: Genaue Vorhersage der Schädigung auf Basis der Kalibrierung der Messung

Mit Berücksichtigung der Kalibrierung sind aus der Spannungsschwingbreite auch Rückschlüsse auf die Fahrzeuggewichte möglich, welches einen weiteres Einsatzgebiet neben der Bestimmung der Zunahme der Schädigungsrate darstellt. Entsprechende Aussagen zu dieser Fragestellung sind in Folgeprojekten zu verifizieren.

2.5 Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen

Feingliederung des Beitrags der RWTH Aachen

Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Erzielte Arbeitsergebnisse

- 1 Definition Cluster
- 2 Erarbeitung Modelle und Definition Grenzwerte
- 3 Definition Messkonzept und Messsysteme
- 4 Modelloptimierung und Messkonzeptoptimierung
- 5 Erarbeitung KPI Stahlbau
- 6 Entwicklung von Zustandskennzahlen und KPI-Optimierung
 - 6.1 Bestimmung der Kerbfallklasse
 - 6.2 Lebensdauerbestimmung und Zustandsprognose
 - 6.3 Jahreszeitliche Betrachtung der Schadensentwicklung im Messzeitraum

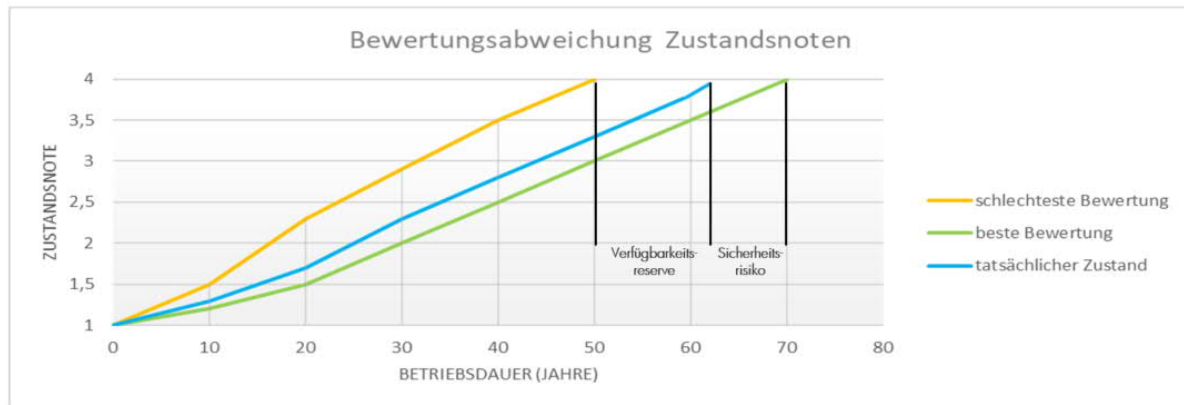
Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

2.5.1 Wissenschaftlicher und technischer Stand, an den angeknüpft wird

Die Bewertung des Bestandes der insgesamt ca. 40.000 Straßenbrücken des Bundes erfolgt nach DIN1076. Alle 6 Jahre ist eine Hauptprüfung (H) vorgesehen, die eine handnahe Untersuchung aller Bauwerksteile vorsieht. Die bei der Bauwerksprüfung erfassten Schäden und Mängel werden in Prüfberichten mit Hilfe des Programmsystems SIB-Bauwerke nach den Kriterien Standsicherheit (S), Verkehrssicherheit (V) und Dauerhaftigkeit (D) je Bauteilgruppe dokumentiert und bewertet.

Die Ergebnisse dienen dazu, Bestandsaussagen und Statistiken zu erstellen, die Grundlage des Erhaltungsmanagements sind. Derzeit erfolgt die Zustandsbeurteilung anhand individueller handnaher Prüfungen der Bauwerke nach DIN1076 (Prüfungen alle 3 und 6 Jahre, ggf. Sonderprüfungen). Dies führt zu

- Zeitverzögerungen bei der Schadensdetektion, Folgeschäden und erhöhten Sanierungskosten (Sanierungs- und Reparaturmaßnahmen greifen verzögert)
- schadensbasiertem Komponententausch mit erheblichen Verkehrseinschränkungen (z. B. Lager oder ÜKOs).
- Nutzungseinschränkungen (hohe volkswirtschaftlichen Folgekosten und Umweltbelastungen)
- Teilweise subjektiven Zustandsbeurteilung und möglichen Bewertungsunsicherheiten (verfrühte Ersatzinvestitionen oder Sicherheitslücken).



RWTH Abb. 1: Konsequenzen abweichender Bewertungen

Wie bereits in Kapitel 1. kurz erwähnt, erfolgt derzeit die Zustandsbeurteilung anhand individueller, sog. handnaher Prüfungen der Bauwerke nach DIN1076 (Prüfungen alle 3 und 6 Jahre, ggf. Sonderprüfungen). Die Ergebnisse, vgl. dazu auch RWTH Abb. 1, werden im jeweiligen Bauwerksbuch und in der Datenbank SIB-Bauwerke erfasst (BMVD: 2017).

Dabei lassen sich bestimmte wiederkehrende Schadensmuster erkennen. Bekannte Schadensszenarien an Stahlbrücken sind so bereits in der Vergangenheit erfasst und auch schon kategorisiert worden. Maßgeblich können hier die Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST) angeführt werden: unter anderem Hefte B76 (SEDLACEK; PASCHEN; FELDMANN; GEßLER; MÖLLER; STEINAUER; SCHARNIGG 2011) und B146 (PASCHEN; DÜRRER; GRONAU; RENTMEISTER 2020).

Darin werden zum einen, ausgehend von der Beschreibung der Entwicklung stählerner Fahrbahnplatten bis zur heutigen Standardlösung „orthotrope Fahrbahn“ besonders hinsichtlich Ermüdungsschäden anfällige Details beschrieben und diese Gefährdungen in vier Gefährdungskategorien eingeordnet. Auf dieser Basis können Strategien und Verfahren zu einer nachhaltigen Instandsetzung vor allem von Deckblechschäden und Schäden an der Verbindung zwischen Längsrippe und Deckblech entwickelt werden, um bestehende Brücken und die heutige Standardlösung zukunftssicher zu machen.

Zum anderen wird dargestellt, wie im Rahmen von durchgeführten Bauwerksprüfungen an Brücken mit vollverschlossenen Seilen auch an diesen Bauteilen Schäden identifiziert wurden. Bei diesen Schäden handelt es sich im wesentlichen um Korrosionsschäden, jedoch vereinzelt auch um Drahtbrüche. Teilweise werden diese Schäden erst dann sichtbar, wenn der Korrosionsschutz entfernt oder aber bei Kabeln, wenn die einzelnen Seile gespreizt werden. Auch hierzu können basierend auf der Bewertung solcher Schäden hinsichtlich der Ermüdungssicherheit und Restlebensdauer Strategien und Verfahren zur Bewertung und möglichen Instandsetzung entwickelt werden.

Die Bewertungen nach Prüfungen gemäß DIN1076 werden teilweise durch Nachrechnung validiert. In Deutschland gilt hierfür die 2011 durch das BMVBS veröffentlichte Nachrechnungsrichtlinie (BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG 2011). Sind die Zustandsnoten schlecht und können im Rahmen der Nachrechnung die erforderlichen Nachweise nicht mehr erbracht werden, werden nach der Bewertungsstufe 3 der Nachrechnungsrichtlinie oft Messdaten im Rahmen eines Monitorings erhoben. Allerdings kommt das Monitoring nur in Einzelfällen abhängig von den jeweiligen Kenntnissen und Erfahrungen der Verantwortlichen zum Einsatz. Das bedeutet, dass die Messergebnisse aus Brücken-Monitoringprojekten nur für das ausgewählte Bauwerk, die konkrete Aufgabenstellung, den Messzeitraum sowie die herrschenden Rahmenbedingungen gelten und nicht auf andere Brückenbauwerke übertragbar sind. Auch gibt es keine normativen

Regelungen für das Monitoring speziell bei Brücken. Das Projekt nimmt daher Bezug zum einen auf Erfahrungen mit der Langzeitüberwachung von anderen Bau-Strukturen in den Bereichen Eisenbahn-Infrastruktur, Windenergieanlagen, Tunnel, Pipelines (teilweise in Richtlinien geregelt) sowie auch auf die DIN ISO 55000 (Asset Management).

Um den europäischen Anforderungen an die Erhaltung von Straßenbrücken gerecht zu werden, war es zuvor das Ziel der COST Action TU1406, STRAUSS A. ET AL. 2018, einen standardisierten Ansatz für Erhaltungsprozesse zu entwickeln. Darin dienen Performance Indikatoren (PIs) dazu, den Zustand der Strukturen charakterisieren zu können und Key Performance Indikatoren (KPI) als Grundlage für ein Asset Management der Bundesfernstraßen. Auf diese Erkenntnisse konnte ebenfalls im Rahmen des vorliegenden Projekts zurückgegriffen werden, ebenso wie auf die Ergebnisse des Projektclusters "Intelligente Brücke" der BAST, DABRINGHAUS, S.; HAARDT, P. 2019, mit dem entwickelten System zur Bereitstellung relevanter Informationen und zur ganzheitlichen Bewertung von Brücken als Grundlage für ein prädiktives Erhaltungsmanagement.

2.5.2 Erzielte Arbeitsergebnisse

1. Definition Cluster

Vor dem Hintergrund der Zielvorstellung eines intelligenten Asset Managements wird angestrebt, dass für eine große Anzahl von Bauwerken der Weg für datenbasierte Zustandsaussagen geebnet wird. Zur Sicherstellung einer homogenen Datenbasis (auch für künftige weitergehende Forschungen) wurden vor dem Hintergrund des Brückenbestandes aus einer größeren Anzahl ausgewählte struktur-, verhaltens- und altersähnliche Brückenbauwerke zusammengefasst. Das Ziel ist dabei die Auswahl bestgeeigneter Brücken für weitere Untersuchungen sowie die Definition bauweisenspezifischer Kriterien (Massiv-, Stahl- und Verbundbrücken) für eine Clusterbildung. Hierbei wurde zudem darauf geachtet, dass einheitliche Modellierbarkeit und einheitliche Messkonzeption möglich sind, siehe nachfolgende AP. Durch die am Projekt als assoziierte Partner beteiligten Straßenbauverwaltungen in Nordrhein-Westfalen und Rheinland-Pfalz (Straßen.NRW und LBM) wurden ca. 100 Brückenbauwerke vorausgewählt, welche dann genauer analysiert wurden. Nach einer Vor-Clusterung durch den Projektpartner Bundesanstalt für Straßenwesen (Bast) wurden schließlich drei Bauwerkscluster genauer spezifiziert und jeweils einzelne repräsentative Bauwerke für die weiteren Untersuchungen ausgewählt:

- Bauwerkscluster 1 Hohlkastenbrücken-Koppelfuge:

Im ersten Schritt wurde das Bauwerkscluster Hohlkastenbrücken (allgemein), mit den Kriterien der Bauart Hohlkastenbrücken, des Baustoffes Spannbeton und des statischen Systems mehrfeldrig mit Durchlaufwirkung, gebildet. Mit Bezug auf typische Defizite, insbesondere im Hinblick auf die Ermüdung an Koppelfugen, wurden weitere Kriterien ergänzt und ein Bauwerkscluster 1 Hohlkastenbrücken-Koppelfuge definiert: Unter den 41 zur Verfügung gestellten Brückenbauwerken der Bauart Hohlkastenbrücke erfüllten 39 Teilbauwerke das Kriterium, einer vorhandenen Koppelfuge.

- Bauwerkscluster 2 Orthotrope Fahrbahnplatte:

In der Vor-Clusterung der BAST sind zwei weitere Cluster (Bogenbrücken und Schrägseilbrücken) vorgestellt worden, welche Stahl- und Verbundfahrbahnen enthalten. Im nächsten Schritt wurden die Brücken aus diesen Vor-Clustern genauer hinsichtlich ihrer Bauteile analysiert. Alle Stahlbrücken der vorausgewählten Brücken haben eine orthotrope Fahrbahnplatte. Eine orthotrope Fahrbahnplatte weist, wie oben in Kapitel 2.3. beschrieben,

bestimmte potenzielle Schadenscharakteristika in vier Kategorien auf. Aufgrund dieser bereits etablierten Schadenskategorien ist eine Vergleichbarkeit von verschiedenen Ausführungen von orthotropen Platten auf Grund aufgetretener Schäden möglich. Dementsprechend ist es sinnvoll, diese Brücken in einem Cluster (Bauwerkscluster 2 – orthotrope Fahrbahnplatte) zusammen zu fassen: 28 Teilbauwerke können Cluster 2 zugeordnet werden.

- Bauwerkscluster 3 Hänger/ Seile:

Alle vorgestellten Schrägseilbrücken, Hängebrücken und Bogenbrücken haben Hänger bzw. Seile, welche der Übertragung von Zugkräften dienen. Zudem ähneln sie sich vom Querschnitt und dem Aufbau her: In der Regel werden bei diesen Bauwerken im Straßenbau Rundstähle verwendet. Auch die Tragrelevanz dieser Bauteile bei Schadensszenarien sind für die Brückenbauwerke signifikant. Es ist somit naheliegend, hierauf basierend ein weiteres Cluster (Bauwerkscluster 3 – Hänger und Seile) festzulegen. Aus der Vorauswahl der Straßenbauverwaltung kommen hierfür 16 Teilbauwerke infrage.

2. Erarbeitung Modelle und Definition Grenzwerte

An der RWTH Aachen werden jeweils ausgewählte repräsentative Stahl- und Verbund-Brückenbauwerke der beiden Cluster 2 und 3 untersucht. Hierzu wurde entschieden, dass zunächst die jeweilige Modellierung und Grenzwertbetrachtung an vergleichsweise konstruktiv einfacheren Bauwerken (Einfeldsystem, einfache Bogen- oder Balkenbrücken) vorgenommen wird, und darauf aufbauend dann die Übertragung der Anwendbarkeit der Grenzwertbetrachtungen bei komplexeren Brückenbauwerken, wie den Rheinquerungen mit Schrägseilbrücken großer Spannweite, gezeigt wird.

Aufgrund der Relevanz für das Verkehrsnetz sind die Rheinbrücken besonders im Fokus der Untersuchungen und es werden die Rheinbrücken Neuwied, Rees und Emmerich untersucht. Um Aussagen über die Vergleichbarkeit und Übertragbarkeit der schließlich identifizierten KPI sicherzustellen, erscheint es sinnvoll, bei den ausgewählten Brücken des zweiten Clusters auch eine Verbundbrücke mit einem Trägerrost und eine Brücke mit einem alternativen Längssystem zu betrachten. Als Verbundbrücke ist die Datteln-Hamm-Kanal-Brücke besonders interessant, da diese Hauptträger, zusätzliche Längsträger und Querträger besitzt und somit als Hybrid aus Trägerrost und orthotroper Platte betrachtet werden kann. Als weitere Brücke mit einem alternativen Längssystem (zweifeldrige Stegbrücke) wird Teilbauwerk 2 der Dortmund-Unna-Brücke untersucht. Dieses Bauwerk weist viele gleichartige Schäden auf, so dass bei diesem Bauwerk von systematischen Beanspruchbarkeitsdefiziten ausgegangen werden kann.

Vor dem Hintergrund der oben beschriebenen Relevanz werden die drei Rheinbrücken ebenfalls im Hinblick auf Cluster 3 untersucht. Mit den gewählten Rheinbrücken wird auch das Kriterium der unterschiedlichen Bauarten der Seilbrücken (Schrägseilbrücken mit sog. harfenförmiger oder fächerförmiger Anordnung, sowie eine Hängebrücke) im Cluster berücksichtigt. Die beiden ausgewählten Kanalbrücken ergänzen dementsprechend als Bogenbrücken diese Auswahl. Dabei wird insbesondere das Bauteil der Rundstahl-„Hänger“ mit betrachtet. Bei der Dortmund-Ems-Kanal-Brücke kommt hinzu, dass dort bereits in der Vergangenheit Risssschäden an diesen Hängern dokumentiert worden sind.

Es ergeben sich somit folgende Kandidaten für die Untersuchungen in Cluster 2 und 3, für welche die numerischen Modelle erstellt werden, die als Referenz für die zu entwickelnden Messkonzepte dienen, auf Basis derer diese Brücken mit Messtechnik ausgestattet werden:

Ausgewählte Brücken für Cluster 2, siehe RWTH Abb. 2:

- Bauwerksname: Rheinbrücke Neuwied, Bauwerksnummer: 5510594, Teilbauwerk C, Brückentyp: Schrägseilbrücke mit (Stahl)Hohlkasten
- Rheinbrücke Emmerich, Nr: 4103535, TB B, Typ: Hängebrücke
- Rheinbrücke Rees, Nr: 4204507, TB B, Typ: Schrägseilbrücke mit (Stahl)Stegen
- Datteln-Hamm-Kanal Brücke A2, Nr: 4313648, TB 1/2, Typ: Bogenbrücke mit abgehangter Fahrbahn
- Autobahnkreuz Dortmund-Unna A44, Nr: 4411595, TB 2, Typ: Balkenbrücke mit (Stahl)Stegen

Ausgewählte Brücken für Cluster 3, siehe RWTH Abb. 2:

- Rheinbrücke Neuwied, Bauwerksnr: 5510594, TB C, Brückentyp: Schrägseilbrücke mit (Stahl)Hohlkasten
- Rheinbrücke Emmerich, Nr: 4103535, TB B, Typ: Hängebrücke
- Rheinbrücke Rees, Nr: 4204507, TB B, Typ: Schrägseilbrücke mit (Stahl)Stegen
- Datteln-Hamm-Kanal Brücke A2, Nr: 4313648, TB 1/2, Typ: Bogenbrücke mit abgehangter Fahrbahn
- Dortmund-Ems-Kanal A30, Nr: 3610645, TB A1/A2, Typ: Bogenbrücke mit abgehangter Fahrbahn

Von den aufgezählten Brücken wurden demzufolge vier Bauwerke für beide Cluster gewählt und jeweils ein Brückenbauwerk, das nur einem Cluster zugeordnet wird. Dadurch lassen sich bei den vier Brücken beider Cluster jeweils an einem Bauwerk – und demzufolge auch jeweils an einem Modell – verschiedene Aspekte untersuchen. Dies spiegelt zudem die Tatsache, dass alle 16 Teilbauwerke aus Cluster 3 ebenfalls in Cluster 2 vertreten sind und ist zudem auch sinnvoll im Hinblick auf den geplanten Aufwand bezüglich der mit Messtechnik auszurüstenden Teilbauwerke.

A44 (A2) AK Dtmd-Unna (Cluster 2)		
A2 Kanal Datteln-Hamm (Cluster 2 und 3)		

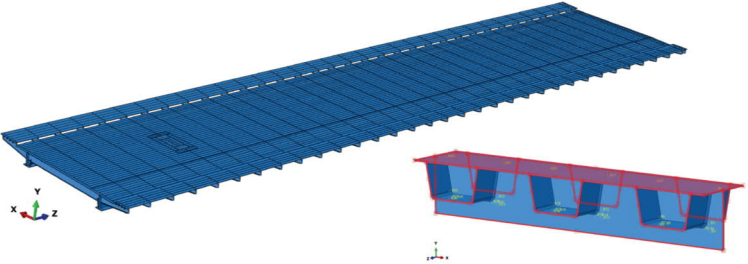
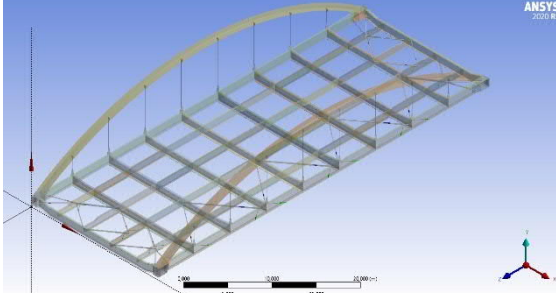
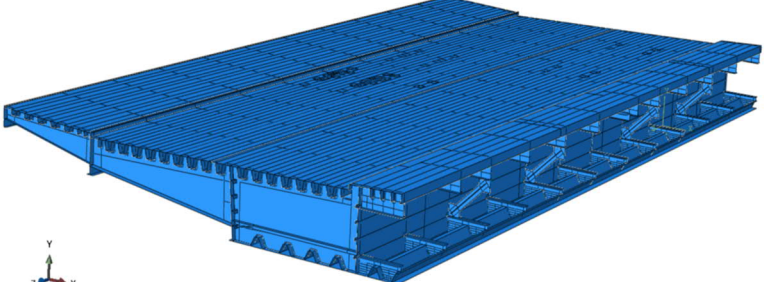
Rheinbrücke Neuwied (Cluster 2 und 3)		
Rheinbrücke Emmerich (Cluster 2 und 3)		
Rheinbrücke Rees (Cluster 2 und 3)		
A30 Kanal Dtmld-Ems (Cluster 3)		

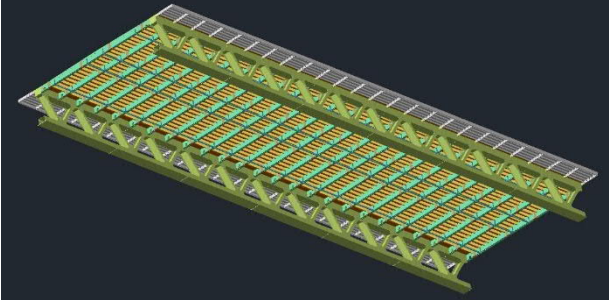
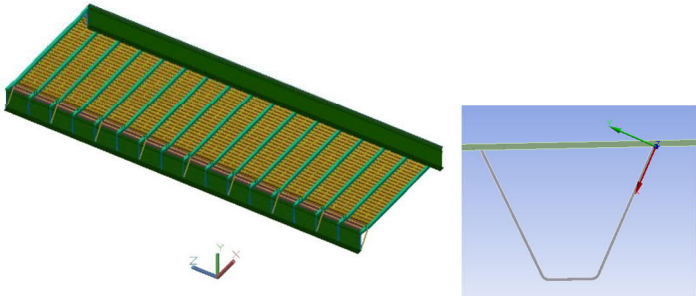
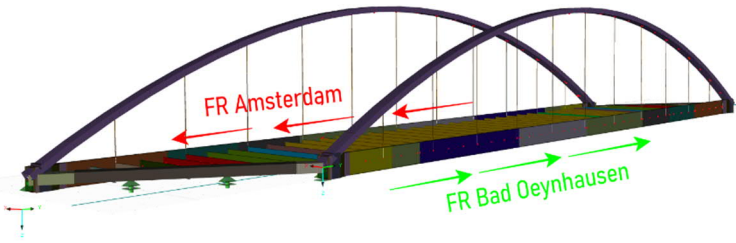
RWTH Abb. 2: Ausgewählte Brückenbauwerke für die Untersuchungen der Cluster 2 und 3

Im Hinblick auf die zu definierenden Grenzwerte gelten die Nachweise gegen Ermüdung für die betrachteten Cluster als maßgeblich. Für eine erste Abschätzung kann die Ermüdungsgefährdung eines Brückenbauwerks anhand der in der Nachrechnungsrichtlinie für Stahl- und Verbundbrücken angegebenen Tabellen bestimmt werden. Sowohl für Stahlbrücken als auch für Verbundbrücken wurde hierzu jeweils eine einfache Bewertungsmatrix entwickelt, welche die gültigen Nachweise im Erbauungsjahr hinsichtlich wahrscheinlichem Instandsetzungs- und Ertüchtigungsbedarf der betrachteten Brücke bewertet. Durch Aufsummierung der einzelnen Bewertungszahlen wird eine Gesamtkennzahl ermittelt: Je größer diese Kennzahl ist, desto wahrscheinlicher ist der Instandsetzungs- und Ertüchtigungsbedarf. Bei Stahlbrücken kann eine maximale Kennzahl von 28 erreicht werden, bei Verbundbrücken hingegen eine von 50. Die folgende RWTH Abb. 3 zeigt, dass die Rheinbrücke Emmerich die größten Defizite aufweist (sehr nah an der maximalen Kennzahl). Die Rheinbrücke Rees weist ebenfalls große Defizite auf (Kennzahl 21 von max. 28). Die Dortmund-Unna-Brücke hat ein mittleres Gefährdungspotenzial. Die Gefährdung der anderen drei Brücken hinsichtlich Ermüdung (insbesondere der Dortmund-Ems-Kanal-Brücke) wird danach als gering eingestuft.

		Wichtungs- faktoren	Bewertungsfaktoren					
			Rheinbrücke Neuwied (1978)	Dortmund Unna (1972)	Rheinbrücke Emmerich (1965)	Rheinbrücke Rees (1969)	Dortmund- Ems-Kanal- Brücke (1987)	Datteln- Hamm-Kanal- Brücke (1974)
Nachweise Stahlbrücken	Stegblechbeulen	1	1	2	2	2		
	Beulen des Untergurts	1	1	0	0	0		
	Vergleichsspannungs- nachweis	3	1	1	2	1		
	Ermüdung orthotroper Platten	4	1	2	2	2		
	Stabilität Hauptträgeruntergurt	1	0	2	2	2		
	Montagestöße	2	0	0	2	1		
	Schweißnähte	2	1	2	2	2		
Nachweise Verbund- brücken	Verunsicherheit	2					0	0
	Dekompression	3					1	1
	Schubtragfähigkeit	4					0	0
	Längsbewehrung	2					0	0
	Querbewehrung	4					0	1
	Stegblechbeulen	1					0	2
	Beulen des Untergurts	1					0	0
	Vergleichsspannungs- nachweis	3					0	1
	Stabilität der Hauptträgeruntergurte	1					1	2
	Montagestöße	2					0	0
	Schweißnähte	2					1	1
Kennzahl =			11	19	26	21	6	16

RWTH Abb. 3: Kennzahlermittlung der Ermüdungsgefährdung für Brückenbauwerke Cluster 2 und 3

A44 (A2) AK Dtmnd-Unna (ABAQUS, Version 2019)	
A2 Kanal Datteln-Hamm (ANSYS Workbench, Version 2020.1)	
Rheinbrücke Neuwied (ABAQUS, Version 2019)	

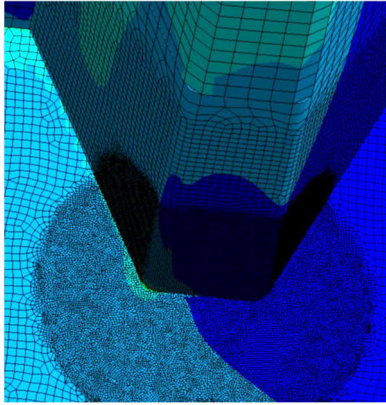
Rheinbrücke Emmerich (ANSYS Workbench, Version 2021.2)	
Rheinbrücke Rees (ANSYS Workbench, Version 2021.2)	
A30 Kanal Dtmd-Ems (Dlubal RSTAB, Version 8.25.02)	

RWTH Abb. 4: Ausgewählte Modelldarstellungen der Brückenbauwerke der Cluster 2 und 3

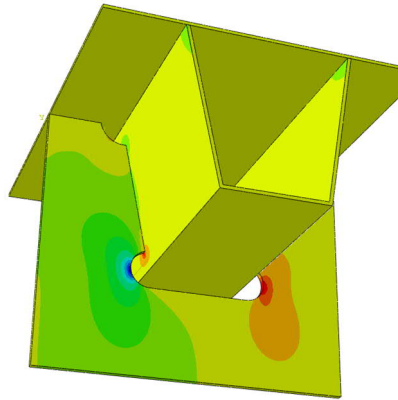
Von allen ausgewählten Brücken im Cluster 2 und 3 werden numerische Modelle in Finite Elemente Programmen erstellt (mit Ausnahme der Modellierung der Brücke A30 Kanal Dortmund-Ems, für die Bogenbrücke mit Hängern wird ein Stabwerksprogramm verwendet) – hierzu waren zunächst die vorhandenen Bestandsdaten der Straßenbauverwaltung auszuwerten und durch eigene Bauwerksbegehungen mit ggf. zusätzlicher Aufnahme von zum Teil fehlenden Vermaßen zu ergänzen, vgl. RWTH Abb. 4. Bei der Modellierung ist die Anforderung zu beachten, dass die im Fokus der jeweiligen Cluster 2 und 3 stehenden Bauwerksdetails einerseits eine entsprechend hohe Verdichtung der FEM-Netze erforderlich machen, während andererseits die gesamten Bauwerkreaktionen nur mit Modellen mit gröberer Vernetzung berechnet werden können. Gleichzeitig war dabei zu beachten, welche Grenzwerte bei den kritischen Details berechnet werden können und deren Sensitivität auf einzelne variierende Parameter hin, in Verbindung mit hierzu hypothetisch angenommenen Schäden, deren Schadenstypen den vorliegenden Prüfberichten zuvor entnommen werden konnten. Grundlage war dafür die ingenieurmäßige Bewertung der Ergebnisse für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und insbesondere Ermüdungssicherheit und die entsprechende Weiterentwicklung der FEM-Rechenmodelle. Dadurch lassen sich für die unterschiedlichen Brücken die jeweiligen Hotspots der Ermüdungskerbfälle bewerten: Zum einen sind dies die Stoß-/ Schweißpunkte der orthotropen Fahrbahn, d.h. insbesondere der Längsrippen- und Querträgeranschlüsse, welche an den untersuchten Brücken mit unterschiedlichen Querschnittsgeometrien vorhanden sind. Zum anderen sind es die Anschlüsse der Seile und Hänger an den jeweiligen Hauptträgern.

Die Analyse bzgl. der orthotropen Fahrbahnplatten der zur Verfügung gestellten Bauwerke bestätigt, dass überwiegend Schäden der Kategorie 2, also im Verbindungsbereich zwischen Längssteifen der Fahrbahnplatte und den Querträgern auftreten. Die Auswertung der FE-Modelle zeigt in folgender RWTH Abb. 5 trotz variierender Gestaltung der orthotropen Fahrbahnplatte, übereinstimmend die höchsten Spannungsbelastungen unter Einwirkung eines schweren LKW im unteren Bereich der Aussteifungsprofile sowie deren Übergang zum Querträger.

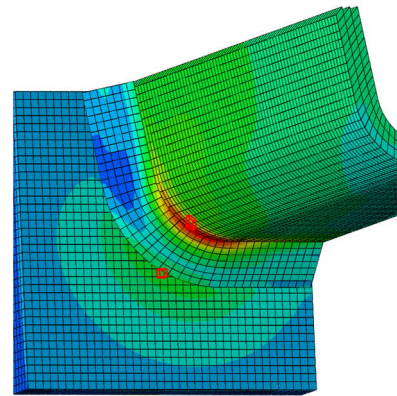
Rees:



Neuwied:



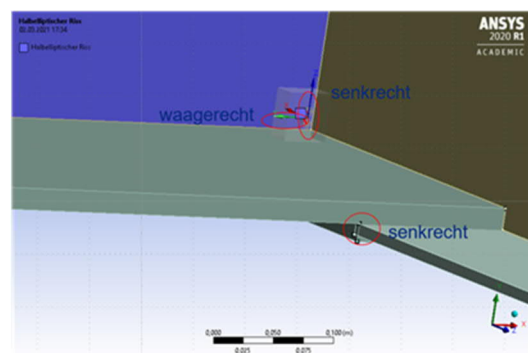
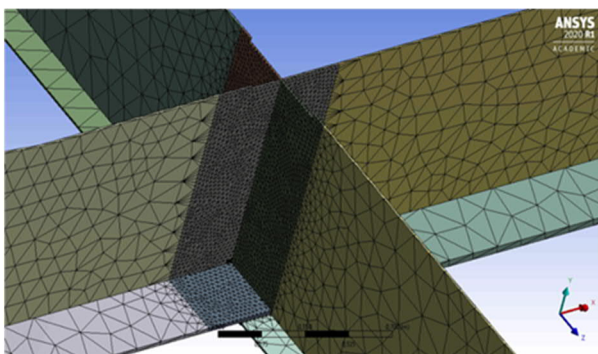
Dortm.-Unna:



RWTH Abb. 5: Darstellung der maximalen Spannungsbelastungen unter Einwirkung des Ermüdungslastmodells

Bei den Brücken in Rees und Neuwied sind die Trapezprofile durch den Querträgersteg durchgesteckt und anschließend verschweißt. Zusätzlich ist in Neuwied eine Öffnung unterhalb des Aussteifungsprofil (Freischnitt) zur Erhöhung der Ermüdungssicherheit vorgesehen. Beim Bauwerk in Dortmund-Unna ist das Trapezprofil zwischen die Querträgerstege geschweißt. Trotz der unterschiedlichen Ausführungen kann für alle Varianten ein grundlegend gleiches Monitoringsystem entwickelt werden, welches lediglich in der Position und Ausrichtung der Dehnungsmessstreifen auf dem Querträger angepasst werden muss. Die Messachse verläuft dabei radial von der Ausrundungsschweißnaht oder dem Ausrundungsfreischnitt weg und die Messrichtung wird an die auftretende Hauptspannung angepasst. Exemplarisch wird im 3. Definition Messkonzept Messsysteme das installierte Monitoringsystem am Bauwerk Dortmund-Unna erläutert.

RWTH Abb. 6 links zeigt ergänzend exemplarisch den Kreuzungsbereich des Trägerrostsystems der Datteln-Hamm-Kanal-Brücke mit starker Netzverdichtung im Bereich der kritischen Schweißnahtverbindung. Für den dargestellten Kreuzungsbereich lassen sich so z.B. die in Bild rechts gezeigten, zu untersuchenden Riss-Parameter bestimmen.



RWTH Abb. 6: Modellausschnitt FEM Trägerrostkreuzungsbereich, links und Detail für Riss-Sensitivitätsanalyse, rechts

Im Hinblick auf die im nächsten AP zu entwickelnden Messkonzepte wurden die messbaren Kenngrößen (Dehnungen im Stahl, Schwingungsverhalten) qualitativ und quantitativ angegeben: Damit wurden gleichzeitig auch die Eingangsgrößen für die abzuleitenden KPI bestimmt.

3. Definition Messkonzept Messsysteme

Grundlage für eine systematische und aussagekräftige Überprüfung eines Brückenbauwerks, aber auch für darüber hinaus weitergehende Konzepte mit (jeweiligen) KPI, bildet zunächst ein Monitoringkonzept.

Im Zusammenspiel mit den Projektpartnern wurde überlegt, welche Struktureigenschaften für die jeweiligen kritischen Details der beiden Cluster zu erfassen sind. In Abhängigkeit der ausgewählten kritischen Details werden anschließend Art und Umfang für die geplante Messwerterfassung und Datenaufzeichnung (Abtaste, Auflösung) festgelegt.

Für das Cluster 3 wurde relativ schnell klar, dass man die Bauwerksreaktionen der Hänger- und Seilkonstruktionen mit entsprechenden Messsystemen zur Analyse des Schwingungsverhalten erfassen kann. Hierzu sind Kombinationen von 2D- und 3D-Beschleunigungssensoren anzuordnen. Ergänzend sind mit Hilfe von DMS-Applikationen die jeweiligen Zugkräfte zu messen. Um die Einflüsse aus Witterungsumgebung zu berücksichtigen, sind zudem Temperaturmessungen am Bauteil und der Luft vorzusehen, sowie die Windgeschwindigkeiten und Niederschlagsmengen zu messen.

Für das Cluster 2 ergaben sich aus den Anforderungen und Sensitivitätsstudien zu den Grenzwertbetrachtungen zwar einerseits ein klarer Fokus auf die möglichen Risse an Kerbdetails der Schweißnähte der Querträgeranschlüsse der orthotropen Fahrbahnplatte (sog. Kategorie 2 und 3-Schäden), jedoch andererseits die Schwierigkeit der außerordentlich lokalen Reaktionen: die Risse führen nur in unmittelbarer Nähe zu Spannungsspitzen, welche sich jedoch entsprechend umlagern. Daher eignen sich lokale Messungen mit DMS zwar zur Erfassung der ermüdungskritischen Kenngrößen und damit zur Verifizierung von entsprechenden Modellannahmen, jedoch eine unmittelbare Überwachung von (beginnenden) Schadensszenarien ist damit kaum möglich. Hierzu konnte mit den Projektpartnern jedoch ein Ansatz mit Hilfe von kontinuierlicher Schallemissionsmessungen erarbeitet werden, um eine mögliche Rissentstehung sowie Risswachstum in dem Bereich der orthotropen Fahrbahnplatte zu erfassen. Für die Konfiguration des Messsystems sind dabei jedoch Untersuchungen von bauwerksspezifischen Randbedingung (z.B. Noise Level, Dämpfungseigenschaften) erforderlich. Auch hier werden die Einflüsse aus Witterung durch Temperaturmessungen am Bauteil und der Luft beachtet; Einflüsse aus Windgeschwindigkeiten und Niederschlagsmengen sind dagegen hierbei nicht relevant.

Basierend auf diesen Monitoringkonzepten wurden für die einzelnen Brückenbauwerke jeweils abgestimmte Messsysteme ausgearbeitet. Hierbei waren enge Absprachen mit den Brückenbetreibern nicht nur hinsichtlich der möglichen Messpositionen selbst, sondern auch zu Energieversorgung, Kabelwegen oder Vandalismusschutz notwendig. Diese Ausarbeitungen werden den Landesbehörden zur Ausschreibung und Beschaffung zur Verfügung gestellt (siehe auch Leitfaden des BMWi „Innovative öffentliche Beschaffung“, 2. Auflage 2017). Die Beschaffung erfolgt außerhalb des Projektes, so dass eine lückenlose Nachnutzung der Systeme über das Projektende hinaus möglich ist.

Die Umsetzung der Monitoringkonzepte erfolgte zunächst jeweils an den beiden „kleineren“ Bauwerken getrennt für die beiden Cluster: Zum einen für die Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal bei Rheine zur Umsetzung des Messkonzepts für Cluster 3 und zum anderen für die Brücke am Autobahnkreuz Dortmund-Unna (Teilbauwerk 2) für das Cluster 2. Bei beiden Bauwerken sind bereits in der Vergangenheit Schäden an den jeweils für das Cluster ausgewählten maßgeblichen Bauwerkdetails aufgetreten. An der Brücke Dortmund-Unna wurde zudem vorgesehen, dass für das Cluster 2 beide konzeptionellen Ansätze, sowohl für ein Erfassen der Performance-Indikatoren bei unmittelbarer Rissinitiierung (und -wachstum) durch Schallemissionsmessungen am Brückenüberbau der orthotropen Fahrbahnplatte (Deckblech, Längssteifen, Querträger), im Bereich zwischen den (geschraubten) Querträger-

Hauptträger-Anschlüssen, als auch für ein Erfassen der Performance-Indikatoren zur Verifizierung der Ermüdungslastmodellberechnungen mit DMS-Messungen, verfolgt werden.

Für die großen Rheinbrücken stand schnell fest, dass es erforderlich ist, die jeweiligen Monitoringansätze auf entsprechend zu identifizierende maßgebliche Abschnitte zu beschränken. Die jeweilige Anpassung des Monitoringkonzepts auf Messsysteme für die Rheinbrücken sieht vor, dass für die Untersuchungen zum Cluster 3 an den ausgewählten Seilen wiederum 2D- und 3D-Beschleunigungssensoren sowie DMS für die jeweiligen Zugkräfte angebracht werden. Eine Überwachung der ganzen Brücke durch Schallemissionen für die Untersuchungen zum Cluster 2 ist aus wirtschaftlichen Gründen nicht möglich. Folglich findet hier im Wesentlichen ein Erfassen der Performance-Indikatoren zur Verifizierung der Ermüdungslastmodellberechnungen der orthotropen Fahrbahnplatte mit DMS-Messungen statt.

Für alle ausgewählten Brücken der Cluster 2 und 3 konnten die Messkonzepte mit den assoziierten Partnern der Bedarfsträger (Autobahn GmbH, Straßen.NRW, Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz) abgestimmt werden: Hierzu wurden gemeinsam mit Wölfel standardisierte Ausschreibungstexte und Leistungsverzeichnisse erstellt und mit den assoziierten Partnern abgesprochen. Die Vergabe und die Umsetzung selbst der Monitoringsysteme ist nicht Gegenstand des Projektes, jedoch sind die weiteren Arbeiten davon signifikant abhängig. Leider konnten im Projektverlauf nicht alle Installationen der Messsysteme erfolgen.

Nachfolgend wird für die jeweiligen Cluster 2 und 3 exemplarisch die Ausgestaltung der Messkonzepte für die Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal bei Rheine (Umsetzung des Messkonzepts für Cluster 3) und für die Brücke am Autobahnkreuz Dortmund-Unna, Teilbauwerk 2 (Umsetzung des Messkonzepts für Cluster 2) detailliert beschrieben.

Messkonzept Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal BAB 30 bei Rheine (Cluster 3):

Das Messkonzept für die Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal im Verlauf der BAB 30 bei Rheine (Umsetzung des Messkonzepts für Cluster 3) sieht vor, mittels dauerhafter Beschleunigungsmessungen an den Hängern der Brückenbögen, siehe RWTH Abb. 7, deren Eigenfrequenzen sowie Normalkräfte und mögliche Änderungen dieser zu ermitteln. Darüber hinaus dienen zusätzliche Dehnungsmessungen (DMS) und die Erfassung von Temperatur und Wetterdaten zur Verifikation der Auswertungen.

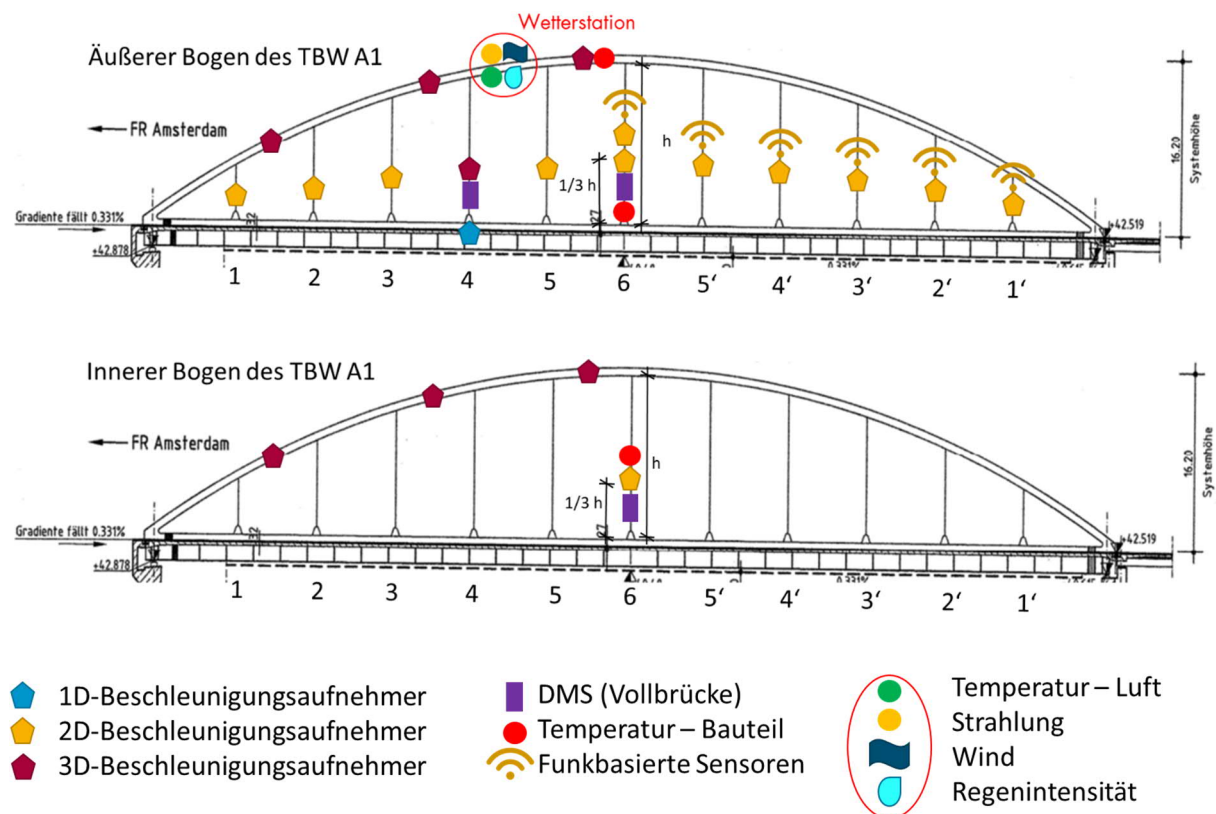


RWTH Abb. 7: Bogenbrücke Dortmund-Ems-Kanal bei Rheine mit Aufnahme des kürzesten Hängers

Die Beschleunigungen werden an den Hängern beider Bögen des TBW A1 mit 2D- und 3D-Beschleunigungsaufnehmern, auf Höhe von $1/3$ der jeweiligen Länge h des Hängers gemessen, teilweise mit funkbasierten Beschleunigungssensoren geplant. Die kürzesten Hänger haben eine Länge von 4,08 m, die längsten von 15,10 m. Der Durchmesser der Hänger beträgt 83 mm.

Hierfür werden an 5 von 11 Hängern am äußeren Bogen und an einem Hänger des inneren Bogens 2D-Beschleunigungsaufnehmer (Messrichtungen in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung horizontal) installiert; an den übrigen 6 von 11 Hängern am äußeren Bogen sollten zum Vergleich unterschiedlicher Hardware-Techniken funkbasierte 2D-Beschleunigungsaufnehmer installiert werden, siehe RWTH Abb. 8. Im Zuge der Installation der Messtechnik konnte jedoch keine zufriedenstellende Funktion der funkbasierten Beschleunigungssensoren gesichert werden, weshalb zu den Hängern mit Funksensoren bis zum Projektende keine belastbaren Messdaten generiert werden konnten. An einem Hänger des äußeren Bogens ist zudem ein 3D-Beschleunigungssensor (zwei Messrichtungen in Brückenlängs- und Brückenquerrichtung horizontal, sowie die dritte Messrichtung der Vertikalen) installiert worden, um für zukünftige Anwendungen die zusätzlichen Aufwände mit möglichen Mehrwerten gegenüber zu stellen.

Weitere 3D-Beschleunigungsaufnehmer werden an den beiden Bögen selbst jeweils an drei Positionen installiert, RWTH Abb. 8. Diese Aufnehmer sollen am Bogen jeweils mittig zwischen zwei Anschlusspunkten der Hänger zur Erfassung der Bauwerksbewegungen der Bögen (unabhängig von den Hängern) angebracht werden. Mit einem weiteren 1D-Beschleunigungsaufnehmer am Rand der Fahrbahnplatte unterhalb des Hängers 4 kann zudem die vertikale Beschleunigung der Fahrbahnplatte des TBW A1 überwacht werden, siehe RWTH Abb. 8.



RWTH Abb. 8: Messtechnische Ausstattung des äußeren Bogens (oben) und des inneren Bogens (unten) des TBW A1

Zusätzlich zu den Beschleunigungssensoren an den Hängern werden ergänzend dazu am äußeren Bogen an den Hängern 4 und 6 sowie am inneren Bogen am Hänger 6 jeweils eine Messstelle mit elektrischen Dehnungsmessstreifen (DMS) eingerichtet (siehe RWTH Abb. 8). Die DMS werden als DMS-Vollbrücke (vertikale Längsdehnungen der Hänger) unter Kompensation von Biegebeanspruchungen und Temperaturdehnungen in unmittelbarer Nähe zum jeweiligen Beschleunigungsaufnehmer platziert, um die Messdaten vergleichen zu können. Dabei gewährt die Anbringung der DMS mit entsprechend dauerhafter Abdeckung gegen äußere (Witterungs-)Einflüsse, dass die Messung möglichst nicht von äußeren Faktoren wie der Sonneneinstrahlung oder der Lufttemperatur beeinflusst wird.

Um den Einfluss von Temperatureinwirkungen auf die Messungen zu erfassen, werden zudem insgesamt drei Temperaturmessstellen angebracht, deren Positionen ebenfalls der RWTH Abb. 8 zu entnehmen sind: Zwei Messstellen dienen der Erfassung der Bauteiltemperatur der Hänger und eine der Erfassung der Bauteiltemperatur am äußeren Bogen. Außerdem wird eine Wetterstation auf dem äußeren Bogen installiert, wie in RWTH Abb. 8 dargestellt. Diese dient mit Temperaturfühler, Anemometer, Pyranometer und Niederschlagsmesser der Erfassung der relevanten klimatischen Einflussfaktoren durch Messung der Lufttemperatur, der Windgeschwindigkeit, der Windrichtung, der Strahlungsenergie der Sonne sowie der Regenintensität.

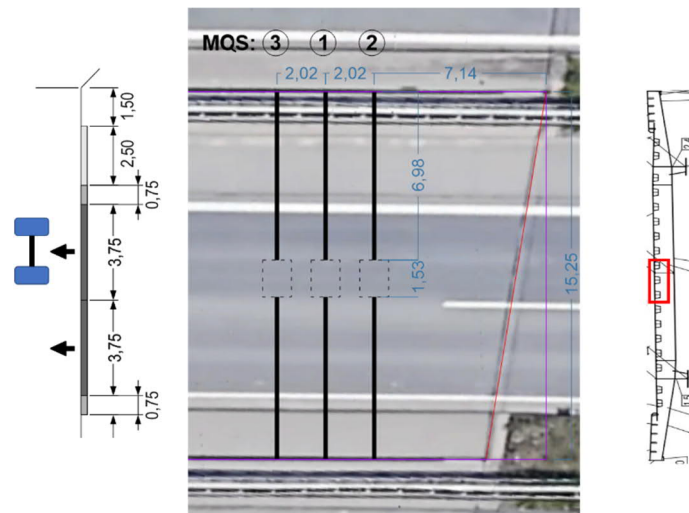
Messkonzept Brücke Autobahnkreuz Dortmund-Unna (Cluster 2):

In den folgenden Abschnitten wird das Messkonzept der Autobahnkreuzbrücke Dortmund-Unna erläutert. Das Messkonzept für die Brücke am Autobahnkreuz Dortmund-Unna, Teilbauwerk 2 (Umsetzung des Messkonzepts für Cluster 2) sieht vor, mittels Dehnungsmessungen die tatsächlich vorhandenen Spannungen im Bereich der Querträger (QT) der orthotropen Platte kontinuierlich zu erfassen. Die Dehnungsmessstreifen (DMS) werden zwischen den QT 04' und 06' im Bereich der Trapezrippen unter der Schwerlastverkehrspur auf der östlichen Seite der Brücke zwischen 6 m und 10 m hinter der Brückenschwelle angebracht, vgl. RWTH Abb. 9. Dabei ist eine Ausstattung mit 31 DMS am mittleren Querträger (QT 05') vorzusehen. Zur Redundanz werden an den QT 04' und 06' jeweils weitere 13 DMS appliziert. Insgesamt werden demnach 57 DMS installiert.



RWTH Abb. 9: Mit Messtechnik auszustattende Querträger (QT 04'-06') des TBW 2

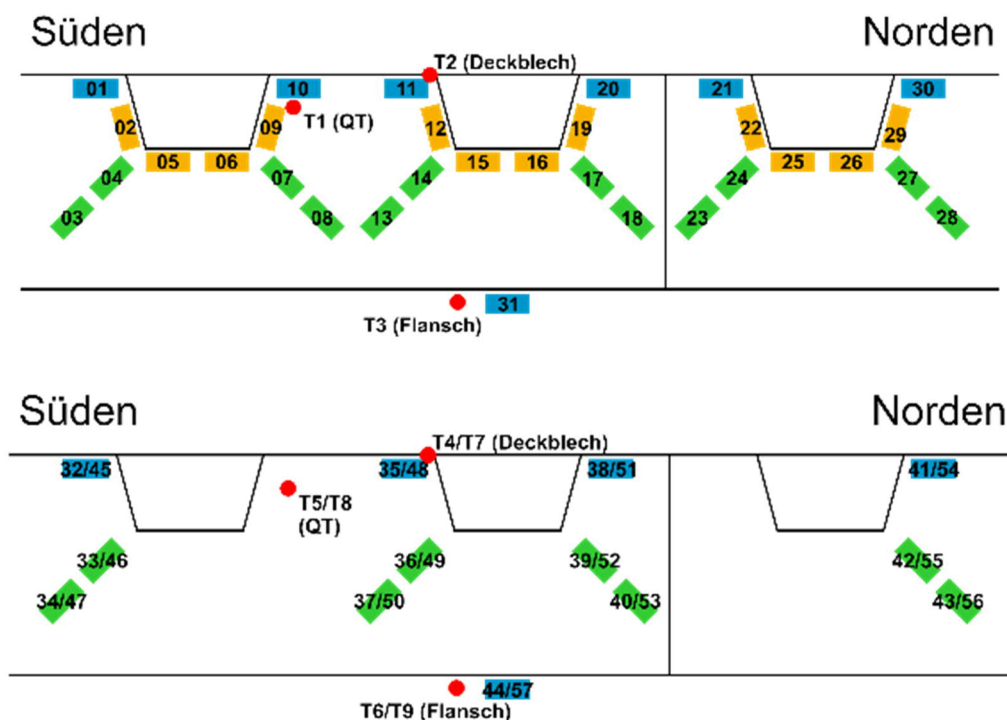
Die Fahrspuraufteilung am TBW 2 entspricht der halbseitigen Ausführung des RQ29,5 mit einer Breite von 11,50 m zwischen den Schrammborden, vgl. Querschnittsdarstellung aus der Übersichtszeichnung, RWTH Abb. 10, links. Die höchsten Beanspruchungen treten dabei unter dem jeweils linken Reifen der Fahrzeugachsen in der Schwerlastverkehrspur auf (etwa Feldmitte der QT: Wenn die Konsolbreite und die Sicherheitsabstände zur Spurweite 3,75 m addiert werden, ergibt sich ein Abstand des linken Reifens vom rechten Rand des Oberbaus von etwa 7,5 m). Die mittlere Darstellung in RWTH Abb. 10 zeigt ein Satellitenbild als Draufsicht der Brücke. Die rote Linie stellt den Übergang zur Brücke dar. Die violette Umrandung markiert die Grenzen des TBW 2. Die schwarzen gestrichelten Umrandungen zeigen die Position der Sensoren unterhalb der Fahrbahn. Es ist deutlich zu erkennen, dass die DMS genau unter der Spur des linken Reifens angebracht sind. Die Querträger weisen untereinander einen Abstand in Fahrtrichtung von 2,02 m auf.



RWTH Abb. 10: Darstellung der Schwerverkehrsspur gemäß RQ29,5, halbseitig (links); Satellitenbild (Mitte) (Google Earth, 2020); Auswahl der drei Trapezrippen in der Schwerverkehrsspur am TBW 2 (rechts) [Angaben in m]

Die maßgebende Ermüdungsbeanspruchung wird lokal unter dem rollenden Rad betrachtet. Da die Fahrzeuge in unterschiedlicher Querrichtung innerhalb der rechten Fahrspur fahren können, werden drei Trapezrippen als maßgebend untersucht, wie am Querschnitt-Ausführungsplan in RWTH Abb. 10 rechts gekennzeichnet ist (roter Rahmen mit einer Breite von ca. 1,5 m).

RWTH Abb. 11 zeigt die genaue Positionierung der DMS an den Trapezrippen der drei ausgewählten QT. Die obere Grafik zeigt den vollausgestatteten QT 05'. Die untere Skizze bildet die reduzierte Anzahl der DMS an den QT 04' und 06' ab.



RWTH Abb. 11: Positionierung der 31 DMS am QT 05' (oben) und: 13 DMS jeweils QT 04' und 06' (unten)

In Blau sind die DMS am Deckblech und ein DMS am Untergurt des Querträgers markiert. Die DMS am Deckblech sind bei den drei QT jeweils auf der östlichen Seite der QT montiert. Sie

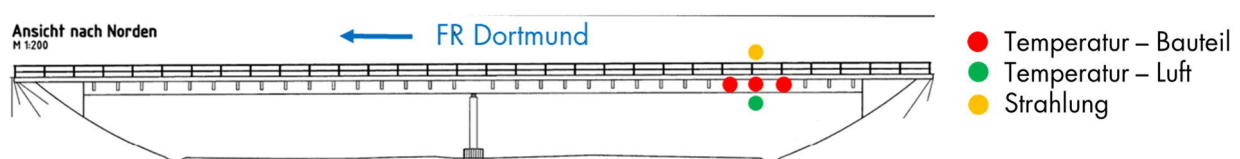
weisen einen horizontalen Abstand von 20 mm zu den Rippen und 20 mm zum Steg auf. Die DMS dienen zum einen dazu, ein Fahrzeugevent zu detektieren, da diese unmittelbar durch das rollende Rad belastet werden. Zum anderen lässt sich über diese DMS die Position des Rades in Querrichtung bei einem Ereignis bestimmen. Mit dieser Bestimmung der Radposition kann die Belastungssituation der Fahrzeugüberfahrt mit der Lasteinwirkung des FE-Modells abgeglichen werden. Der DMS am Untergurt ist an der Unterseite des Flansches 50 mm neben der Stoßnaht (in der Querträgermitte) und zentral unter dem Steg positioniert.

In Gelb und in Grün sind die DMS zur Applikation auf dem QT-Steg gekennzeichnet. Auch diese sind auf der östlichen Seite der QT appliziert. Der Abstand zur Eckausrundung der Trapezrippen ist ebenfalls möglichst gering ausgeführt und beträgt maximal 20 mm. Auf die genauen Abstände wird im späteren Abschnitt 5 eingegangen.

Die Hauptfunktion der gelben DMS besteht darin, die Dehnungen in vertikaler Richtung an der Schweißnaht des Längsträgers zu erfassen und so eine Bewertung der Mehrachsigkeit der Spannungen im Bereich der Eckausrundung der Längssteife vornehmen zu können. Diese Sensoren werden parallel zum Steg der Längssteife montiert. Bei diesen Schweißnähten ist von einer geringeren Ermüdungsanfälligkeit auszugehen, weshalb diesen Dehnungsmessstreifen eine geringere Bedeutung beigemessen wird. Aus diesem Grund ist die gelbe Sensorgruppe nur am QT 05' installiert.

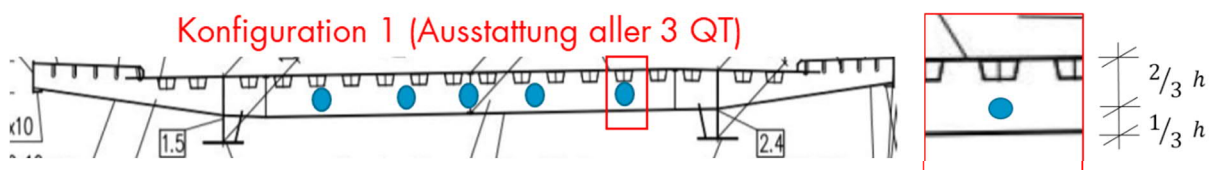
Für die eigentliche Messung der Dehnungen im ermüdungsanfälligen Bereich, d.h. im Bogen der Trapezsteife, werden die grünen Dehnungsmessstreifen tangential zur Eckausrundung appliziert. Aufgrund der Tatsache, dass die Messstreifen nicht direkt auf die Schweißnähte aufgebracht werden können, sondern sich in einem gewissen Abstand von der Schweißnaht befinden, wird die kritische Spannung nicht direkt in der Schweißnaht ermittelt. Um eine genauere Aussage über die vorhandenen kritischen Spannungen zu erhalten, wird hierfür das Strukturspannungskonzept in der Messdatenanalyse angewendet. Das Konzept ermöglicht die Extrapolation der gemessenen Spannungen am Schweißnahtübergang unter Verwendung von zwei Messpunkten, die in bekanntem Abstand voneinander und von der Schweißnaht angeordnet sind. Anwendung und Auswertung der Daten nach dem Strukturspannungskonzept werden im späteren Abschnitt unter 5 erläutert.

Um den Einfluss von Temperatureinwirkungen auf die Dehnungsmessungen zu erfassen werden zusätzlich die Bauteil- und Außentemperatur sowie die Sonneneinstrahlung auf die Brücke aufgenommen. Hierzu werden insgesamt 10 Temperaturmessstellen vorgesehen, deren Positionen im Längssystem Sensorpositionen der Temperatur- und Strahlungsmessungen RWTH Abb. 12 zu entnehmen sind. Für die Messung der Bauteiltemperatur des Überbaus sind an den drei Querträgern QT 04' bis 06' jeweils drei Sensoren zu installieren. An jedem Querträger ist ein Sensor am Deckblech und zwei am Steg (oben und unten) in unmittelbarer Nähe zu den DMS zu positionieren. Darüber hinaus wird die Temperatur der Außenluft unterhalb des Überbaus mit einem weiteren Sensor erfasst, sowie die Strahlungsenergie der Sonne auf die Brücke mit einem Pyranometer auf der Brückenoberseite.



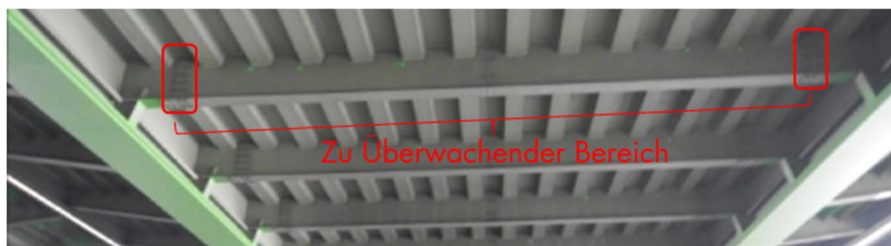
RWTH Abb. 12: Sensorpositionen der Temperatur- und Strahlungsmessungen

Wie oben bereits erläutert, wurden an der Brücke am Autobahnkreuz Dortmund-Unna, Teilbauwerk 2 für das Cluster 2 beide konzeptionellen Ansätze untersucht, d.h. neben den Dehnungsmessungen am Querschnitt wird zudem durch Schallemissionsmessungen am Brückenüberbau der orthotropen Fahrbahnplatte die Möglichkeit zur Erfassung der Performance-Indikatoren bei unmittelbarer Rissinitiiierung (und -wachstum) untersucht. Ziel ist die Erfassung von Schadensereignissen wie Rissentstehung und/oder Risswachstum an kritischen Stellen. Hierfür werden an den 3 Querträgern QT 04' bis 06' insgesamt 15 Schallemissions-Sensoren (AE-Sensoren) installiert. Die Anordnung der Sensoren an den drei Querträgern ist in RWTH Abb. 13 dargestellt. An jedem der drei QT sind jeweils 5 AE-Sensoren installiert. Die Sensoren werden am Stegblech des Querträgers auf einer Höhe von $\frac{1}{3} h$ des Steges angebracht. Die genauen Abstände der Sensoren zueinander werden auf Grundlage der bauwerksspezifischen Randbedingung bei der Installation angepasst. Ziel ist eine bestmögliche Erfassung und Ortung von Schallquellen mit der dargestellten Konfiguration 1 zu erreichen.



RWTH Abb. 13: Sensorpositionen für Schallemissionsmessungen an den drei ausgewählten Querträgern (Konfiguration 1)

Es ist zu beachten, dass die Querträger zwischen den Längsträgern und der zweiten Längsrippe verschraubt sind, vgl. RWTH Abb. 14. Der zu überwachende Bereich begrenzt sich dadurch auf den zwischen den Verschraubungen liegenden Abschnitt der Querträger. Mittig ist der Querträger voll verschweißt gestoßen. Bei der Auslegung der Sensorkonfiguration werden zudem die bauwerksspezifischen Randbedingungen (z.B. Noise Level, Dämpfungseigenschaften) berücksichtigt.



RWTH Abb. 14: Zu überwachender Bereich der Querträger, begrenzt durch Verschraubungen

4. Modelloptimierung und Messkonzeptoptimierung

Im Cluster 2 wird u.a. Teilbauwerk 2 der Dortmund-Unna-Brücke untersucht, da es bereits viele gleiche Schäden aufweist. Für das Bauwerk wurden die numerischen Modelle mit unterschiedlichen Detailierungsgraden in Finiten Elemente Programmen erstellt und Grenzwerte bei den kritischen Details der jeweiligen Hotspots der Ermüdungskerbfälle (die Stoß-/ Schweißpunkte der orthotropen Fahrbahn) ermittelt. Nach Definition und Umsetzung eines entsprechenden Messkonzepts (s.o.) und der Installation der Messtechnik an dem Bauwerk, konnten für das Cluster 2 für dieses Bauwerk die Beanspruchungen an den ermüdungskritischen Details mit Messdaten ermittelt und mit den Berechnungsergebnissen qualitativ und quantitativ verglichen werden. Hierzu erfolgte auch eine Kalibrierfahrt, bei der ein verwogenes Fahrzeug mit spezifischer Achslast die Messpunkte im Querschnitt des Bauwerks überfuhr. Mit den gemessenen Kenngrößen (Dehnungen im Stahl) konnten zudem

lokal Berechnungen nach dem Strukturspannungskonzept durchgeführt werden. Eine Zusammenfassung der durchgeführten und ausgewerteten Untersuchungen für dieses Bauwerk wird nachfolgend in den Abschnitten zu AP 3 exemplarisch für das Cluster 2 dargestellt. Ebenso werden in den Abschnitten zu AP 3 exemplarisch für das Cluster 3 die Messdaten für die Hänger der Bogenbrücke Dortmund-Ems-Kanal bei Rheine ausgewertet.

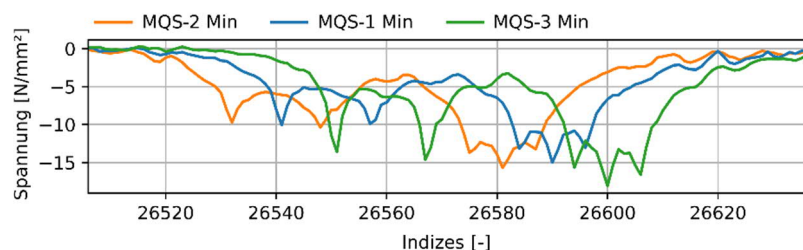
Aus dem Zusammenschluss von Messdaten und Ergebnissen des numerischen Modells können so notwendige Netzverfeinerungen des Meshs (Netzgrößen) sowie potentielle Anpassungen des Monitoringsystems geschlussfolgert werden. Grundlage war dafür die ingenieurmäßige Bewertung der Ergebnisse für die Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Dauerhaftigkeit und insbesondere Ermüdungssicherheit bei gleichzeitiger Weiterentwicklung der FEM-Rechenmodelle.

Der Vergleich aus Messdaten und Modellen erlaubt zudem eine Bestimmung der Querverteilung aller Überfahrten der jeweils überwachten Fahrspur. Während in der Norm eine zentrierte Überfahrt jeder Fahrspur angenommen wird, können über applizierte Messstellen Abweichungen von der Mittellinie bis hin zu Fahrbahnwechseln erkannt und eine reduzierte Belastung für die zentrisch orientierten Ermüdungsdetails festgestellt werden.

Außerdem konnte bestätigt werden, welche Messstellen tatsächlich redundant sind (z.B. hinsichtlich der Fragestellung nach der Anzahl erforderlicher Messquerschnitte), bzw. welche Messstellen bei einer Übertragung des Messkonzepts auf andere Bauwerke erforderlich sind, bzw. welche Messstellen ggf. vernachlässigbar sind.

Messkonzept Brücke Autobahnkreuz Dortmund-Unna (Cluster 2):

Für das TBW des Autobahnkreuz Dortmund.-Unna zeigt RWTH Abb. 15 exemplarisch die Messwerte der Sensoren, welche am Deckblech montiert sind, für eine Fahrzeugüberfahrt mit der Dauer von einer Sekunde. Die Daten entstammen vom 19.10.2022 um 11:00 Uhr.



RWTH Abb. 15: Vergleich der DB-DMS für die 3 Messquerschnitte

Hierbei ist zu beachten, dass die Umhüllende, d.h. der zu jedem Zeitpunkt betraglich größte Wert der Deckblech-DMS, nachgebildet wird. Dies hat den Vorteil, dass alle Achsen dargestellt werden, auch wenn das Fahrzeug schräg über die Messstelle fährt. Würden nur hintereinander liegende DMS miteinander verglichen werden, könnte bei einem DMS die Achsen erkennbar sein und bei einem anderen nicht.

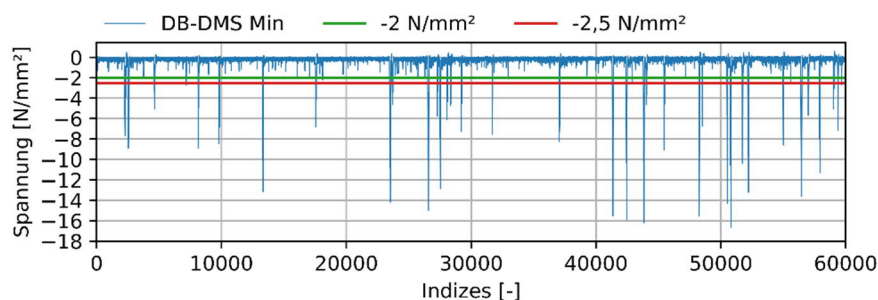
Der qualitative Verlauf ist bei allen drei MQS sehr ähnlich. Die lokalen Maxima der 5 Achsen, sowie deren Radstände des Sattelzuges sind in allen Aufzeichnungen ersichtlich. Es wird ebenfalls deutlich, dass die Kurven jeweils einen zeitlichen Versatz aufweisen, mit welchem die Geschwindigkeit eines Fahrzeuges ermittelt werden kann. Generell weist MQS-3 bei jedem Achsereignis die höchsten Spannungsspitzen auf. Die Maximalwerte von MQS-1 und MQS-2 liegen auf einem ähnlichen Niveau. Die höchste Belastung wird mit $-18,10 \text{ N/mm}^2$ am mittleren Rad der Dreifachachse des Anhängers am hinteren Messquerschnitt gemessen. An den

anderen Querschnitten liefert dieselbe Achse bei diesem Ereignis ebenfalls die maximale Belastung, jedoch mit $-15,00 \text{ N/mm}^2$ und $-15,70 \text{ N/mm}^2$ etwas niedriger.

Die Bestimmung der Fahrzeuggeschwindigkeit erfolgt durch eine gegenseitige Kreuzkorrelation der Kurven und ergibt für diese Fahrzeugüberfahrt $76,5 \text{ km/h}$. Die Geschwindigkeit dient zur zeitabhängigen Positionierung des Fahrzeuges in der Entwicklungsphase der KPI-Bestimmung und Validierung der FE-Modelle. Wird auf eine Geschwindigkeitsbestimmung verzichtet, so lässt sich das Messsystem auf einen Querträger für die Deckblech Sensoren begrenzen, wobei ist weiterhin die Fahrzeugerkennung gewährleistet.

Die Reduzierung der Datenmenge kann zudem über eine vorbereitete Triggerung der Datenerfassung forciert werden. So könnte für zukünftige Monitoringsysteme über eine Eventerkennung (Überfahrtsdetektierung) die jeweilige Messung gezielt erfolgen ohne über eine dauerhafte Speicherung aller Werte unnötige Daten zu produzieren. Die beispielhafte Umsetzung der Eventerkennung an der Brücke Dortm.-Unna wird im Folgenden erläutert.

Für die Erfassung der LKW muss ein Grenzwert festgelegt werden, bei dessen Überschreitung die Messungen ausgewertet werden. Um einen geeigneten Schwellenwert zu finden, ab dem Messwerte als Überfahrt gezählt werden, werden die Spannungen der Deckblech-DMS genutzt, da diese DMS, wie zuvor beschrieben, eine Überfahrt zuverlässig detektieren. Um nicht von den Daten eines Sensors abhängig zu sein, was bei einem Ausfall die Auswertung unmöglich machen würde, wird für die Deckblech-DMS am MQS-1 der betragsmäßig größte Wert verwendet. RWTH Abb. 16 zeigt die Einhüllende der Messwerte für einen Zeitabschnitt von zehn Minuten.

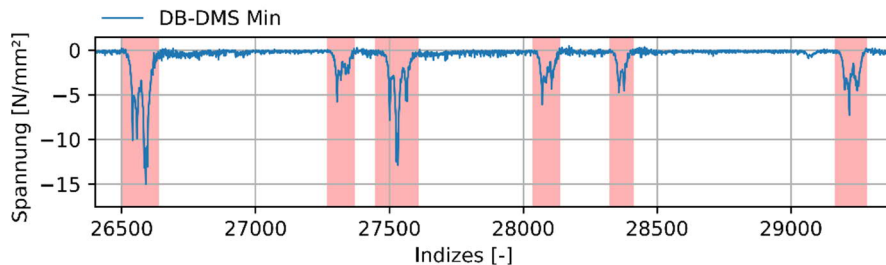


RWTH Abb. 16: Grenzwertermittlung zur ausschließlichen Erfassung des Schwerverkehrs

Die horizontalen Linien in grün und rot stellen mögliche Grenzwerte dar, wobei die grüne Linie einen Wert von 2 N/mm^2 und die rote Linie einen Wert von $2,5 \text{ N/mm}^2$ repräsentiert. Um den Grenzwert besser abschätzen zu können, wird die Anzahl der Fahrzeuge im Auswertetool mit der tatsächlichen Anzahl der Fahrzeuge, die die Brücke befahren haben, verglichen. Dies ermöglicht eine Auswertung einer vorgelagerten Verkehrs-Dauerzählstelle der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) (Dauerzählstelle: Unna-Süd, 2021). Ein Vergleich der detektierten Fahrzeuganzahl des Auswertetools und der Dauerzählstelle zeigt bei einem Grenzwert von -2 N/mm^2 eine annähernd gleiche Anzahl. Daher wird für die Ermüdungsanalyse dieser Grenzwert verwendet, um die relevanten Fahrzeugereignisse zu erfassen.

Bisher wurde zunächst ein Schwellenwert festgelegt, ab dem eine Überfahrt als relevant betrachtet wird. Im nächsten Schritt wird der zeitliche Abstand bestimmt, in dem jeweils ein Fahrzeugereignis liegen kann. Der minimale zeitliche Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Ereignissen kann durch folgendes Beispiel verdeutlicht werden. Die EU-Richtlinie 96/53/EG, EUROPEAN COUNCIL 1996, legt die maximale Länge eines Sattelzuges auf $16,5 \text{ m}$ fest. Aktuelle Entwicklungen nach BALADOR ET AL. 2022, zeigen, dass durch Platooning

mehrere Lkw gemeinsam gesteuert werden können, wodurch sich der Sicherheitsabstand auf etwa 15 m reduziert. Daraus ergibt sich ein Mindestabstand von 31,5 m. Mit der zulässigen Höchstgeschwindigkeit für LKW auf Autobahnen und einer angenommenen Überschreitung von 10 km/h kann die Dauer eines Ereignisses mit 1,26 Sekunden ermittelt werden. Bei einer Messfrequenz von 100 Hz beträgt die Mindestanzahl der Messpunkte zwischen zwei Ereignissen 126 Indizes.



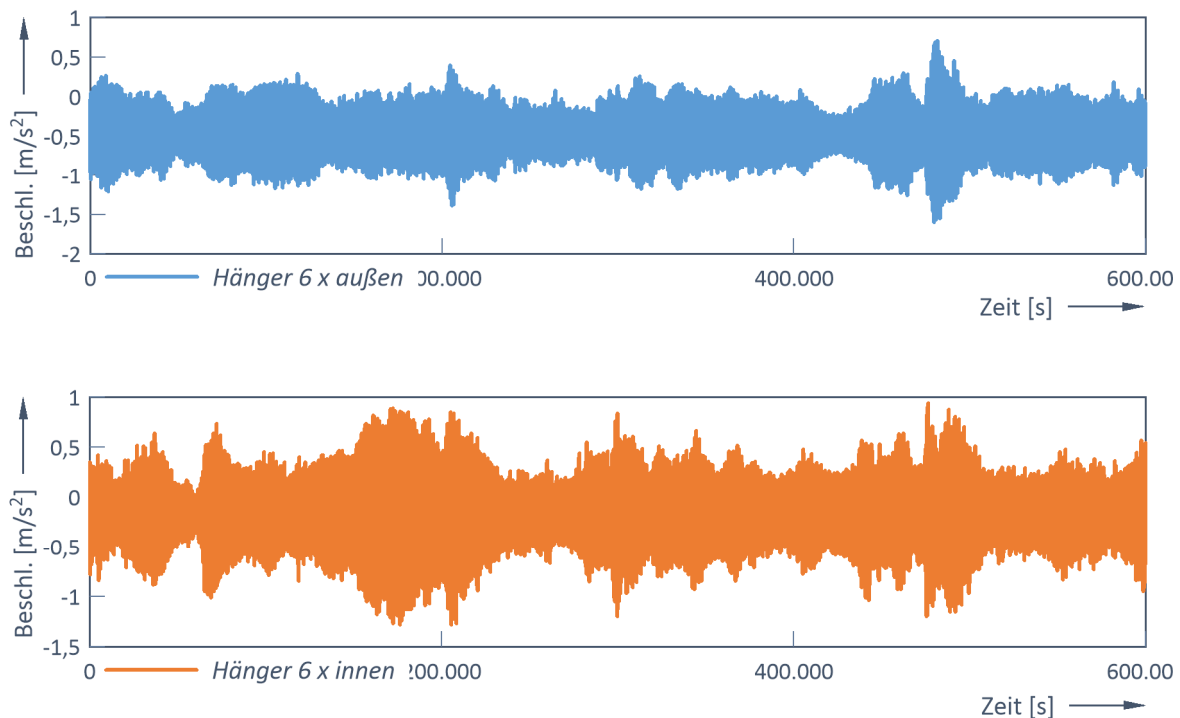
RWTH Abb. 17: Markierte Ereignisse mit Start und Endpunkt in einem 30-Sekunden Abschnitt

Zur Bestimmung des Startindexes wird der Zeitpunkt überprüft, an dem der Deckblech DMS des MQS-1 (vorderer Messquerschnitt) zum letzten Mal einen Wert ≥ 0 aufweist. Analog wird der Endzeitpunkt bestimmt, sobald für den hinteren Messquerschnitt nach dem Ereignis wieder ein Wert ≥ 0 vorliegt. In RWTH Abb. 17 ist die Umhüllende der Messwerte der DMS am Deckblech in einem Zeitraum von etwa 30 s zwischen den Indizes 26400 bis 29400 dargestellt. Die roten Abschnitte zeigen die berechneten Zeitintervalle für die Ereignisse.

In einem weiteren Schritt können nun alle nicht markierten Bereiche, die keine Ereignisse enthalten, aus den aufgezeichneten Messdaten gelöscht und somit der Speicherbedarf reduziert werden. Als Resultat wird eine Eventtabelle generiert.

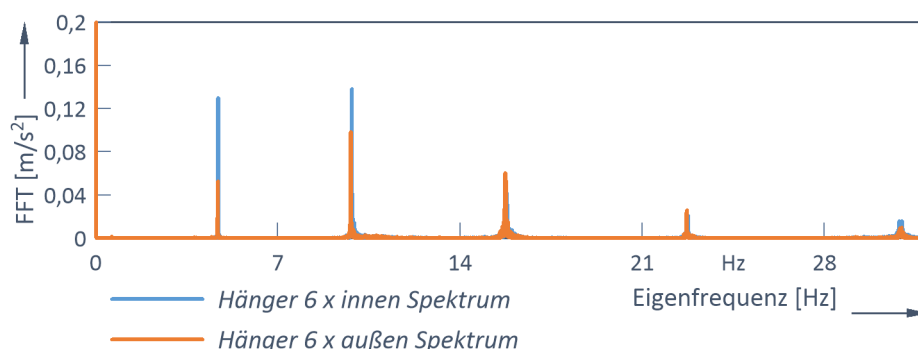
Messkonzept Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal BAB 30 bei Rheine (Cluster 3):

Die Bögen des untersuchten Teilbauwerks haben einen doppelsymmetrischen Aufbau mit dem längsten Hänger jeweils in den Symmetrieachsen. Da alle Hänger mit horizontal ausgerichteten Beschleunigungssensoren in Brückenquer- und Längsachse ausgestattet sind, ist prinzipiell eine Redundanz der jeweils fünf kürzesten Hänger prüfbar. Da aufgrund technischer Ausfälle die Funksensoren bisher keine belastbaren Ergebnisse liefern konnten, kann eine Redundanz über diese Messwerte nicht bestätigt werden, sie gilt jedoch als wahrscheinlich. Da im inneren Bogen auch der längste Hänger mit entsprechender Sensorik ausgestattet ist, kann zumindest an dieser Stelle eine Redundanz geprüft werden. Beide Hänger besitzen gleiche geometrische und materielle Eigenschaften. Die Messergebnisse der beiden Hänger sind in folgender RWTH Abb. 18 zu sehen.



RWTH Abb. 18: Vergleich der Beschleunigung der Hänger 6 im inneren und äußeren Bogen zur Prüfung der Redundanz

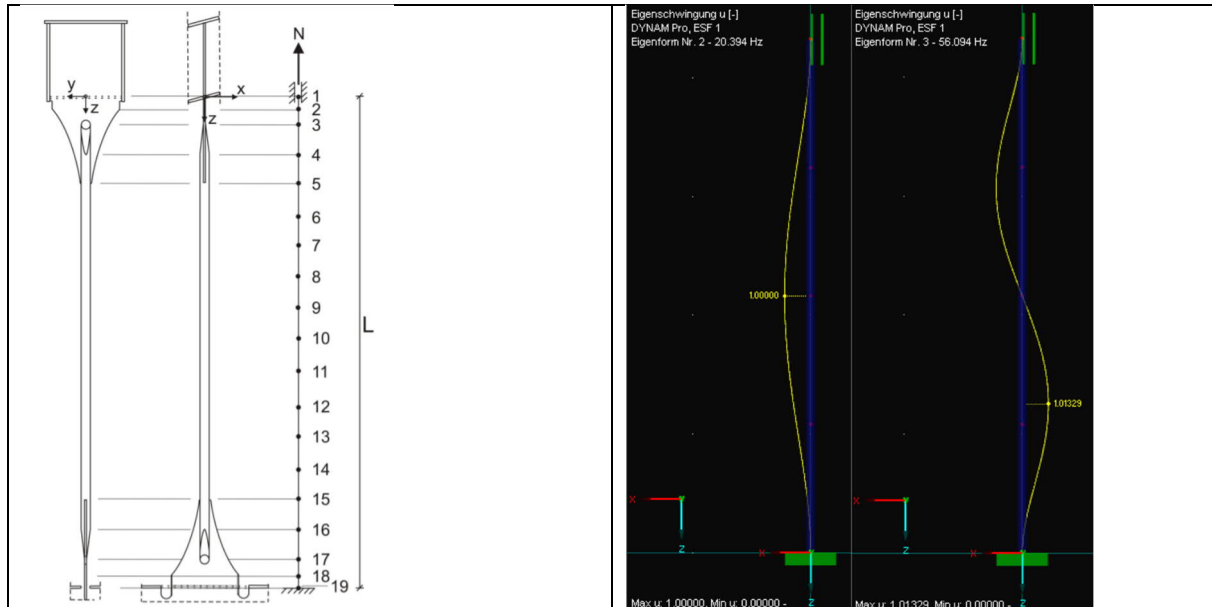
Die beiden Grafiken zeigen exemplarisch den gleichen Messzeitraum am 01.10.2023 von 12:00 Uhr bis 12:10 Uhr. Dargestellt ist die Beschleunigung in x-Richtung des Monitoringsystems, also die Bewegung in Längsrichtung des Bauwerks bzw. parallel zum Verkehr auf dem Bauwerk. Auch wenn in einzelnen Bereichen eine Übereinstimmung zu erkennen ist, so ist doch das allgemeine Beschleunigungsverhalten hinsichtlich der Amplitude überwiegend uneinheitlich. Dies ist über die unterschiedlichen Belastungen aus dem Verkehr zu erklären. Während beim äußeren Bogen der Schwerlastverkehr einen relevanten Einfluss hat, ist bei der dreispurigen Fahrbahn mit zugehörigem Standstreifen der Verkehr auf der mittleren und linken Fahrspur für die Beschleunigungen am inneren Bogen ausschlaggebend. Eine Schwingungsanalyse beider Hänger für die x-Richtung mithilfe der Fast-Fourier-Transformation FFT ergibt das Spektrum der Eigenfrequenzen in folgender RWTH Abb. 19.



RWTH Abb. 19: Spektrum der Eigenfrequenzen der beiden längsten Hänger im inneren und

Das Spektrum zeigt die ersten fünf messbaren Eigenfrequenzen der beiden längsten Hänger in x-Richtung. Diese sind für beide Hänger nahezu identisch, auch wenn die Amplitude unterschiedlich ist. Die Abweichungen für alle Eigenfrequenzen sind kleiner als 0,03 Hz. Die geringfügige Differenz liegt vermutlich an den unterschiedlichen Spannkraften. Auch wenn das

Bauwerk symmetrisch aufgebaut ist, können herstellungsbedingte Abweichungen in der Hängerlänge beispielsweise zu messbaren Unterschieden führen. Die Redundanz kann trotz der unterschiedlichen Hängerpositionen bestätigt werden. Zusätzlich kann über die Analyse der Eigenfrequenzen eine Bestätigung der entwickelten numerischen Modelle erfolgen. Diese wurden für das globale Bauwerk wie auch für jeden Hänger einzeln erstellt. Die Auswertung der Einzelmodelle ist für die Modalanalyse ausreichend. Es ist lediglich auf die detaillierte Abbildung der variierenden Steifigkeitsbereiche der Hänger und zugehöriger Anschlussbereiche zu achten, wie RWTH Abb. 20 links zeigt.



RWTH Abb. 20: Links: Hängerabbildung mit variierenden Steifigkeitsbereichen nach DIN EN

Aus dem globalen Stabwerksmodell kann die Grundbelastung aus Eigengewicht und Ausbaulast bestimmt werden, über welche abschließend die Eigenfrequenz ohne Verkehrsbelastung und Witterungseinflüsse bestimmt werden kann. Die Modalanalyse der separierten Hänger ermöglicht abschließend eine Auskunft über die Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Zugkraft. Die Auswertung der Modalanalyse sowie deren Vergleich mit den FFT-Analysen der gemessenen Beschleunigungswerte zeigt eine klare Übereinstimmung, wie folgende RWTH Tab. 1 zeigt.

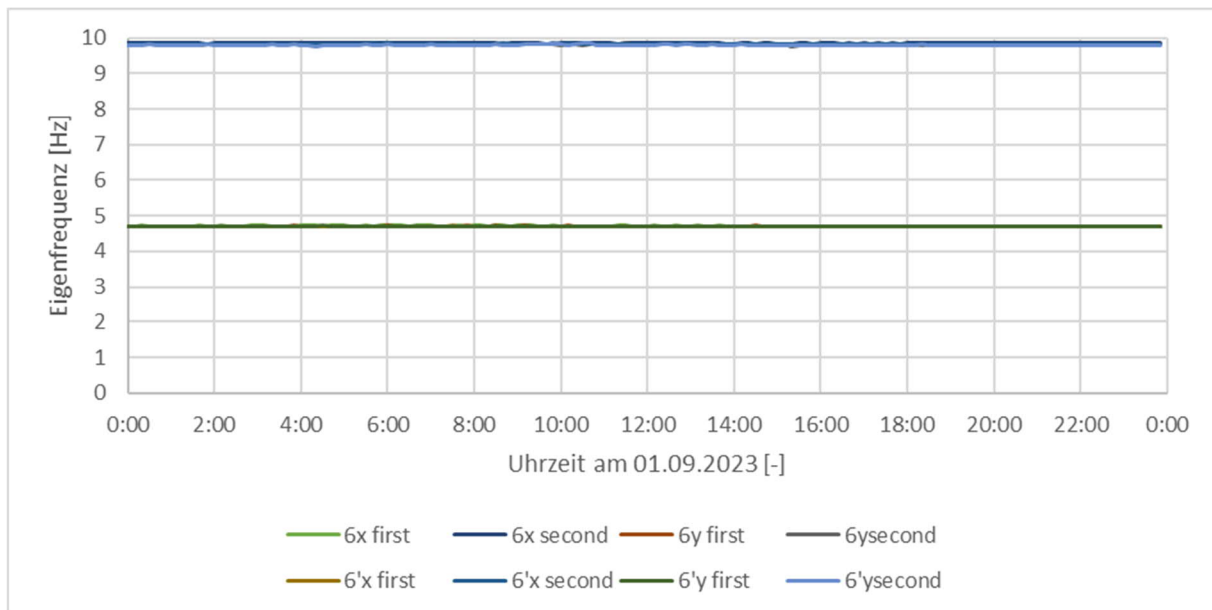
RWTH Tab. 1: Eigenfrequenzen aus numerischen Modellen und installiertem Monitoring-system

	Numerik	Seil 6 x innerer Bogen	Seil 6' x äußerer Bogen
1. Eigenmode [Hz]	4,66	4,71	4,70
2. Eigenmode [Hz]	9,73	9,84	9,82

Auch für alle anderen gemessenen Hänger ergeben sich nur geringe Abweichungen zwischen den Auswertungen der Messdaten und den berechneten Eigenfrequenzen, was die Gültigkeit der Modelle weitreichend bestätigt. Die geringen Differenzen zwischen numerischen Modellen und den gemessenen Eigenfrequenzen an den längsten Hängern der beiden Bögen sind beispielsweise über Abweichungen in der Herstellung zu erläutern. Darüber hinaus kann zudem auch die Spannkraft in den Hängern aus den Eigenfrequenzen berechnet werden.

Ein Nachteil der dargestellten, bisher umgesetzten Messmethode ist die generierte Datenmenge, welche sich aus der hohen Messfrequenz für die Beschleunigungsmessung der Hänger an den Bogenbrücken ergibt. Um die Schwingungen ausreichend in Amplitude und

Frequenz erfassen zu können, sind etwa 20 Datenpunkte pro Schwingung nötig. Bei den hohen Frequenzen, insbesondere der kurzen Hänger bei der zweiten zu erfassenden Eigenfrequenz, ist die gewählte Messfrequenz von 1000 HZ erforderlich. Bei den für das Cluster ausgewählten Rheinbrücken sind die Seillängen deutlich größer, was geringere Eigenfrequenzen bedeutet und somit eine geringere Messfrequenz ermöglicht. Die Messergebnisse der beiden Bogenbrücken zeigen jedoch auch, dass über kurze Zeiträume die Veränderung der Eigenfrequenzen marginal ist, wie folgende RWTH Abb. 21 zeigt.



RWTH Abb. 21: Eigenfrequenzen der beiden längsten Hänger am 01.09.2023 in x- und y-Richtung

Die dargestellten Eigenfrequenzen wurden über Zeitblöcke von jeweils 10 Minuten bestimmt. Für beide Hänger sind die Ergebnisse jeweils in x- sowie in y-Richtung gezeigt. Dabei ist für alle Ergebnisse nur eine zu vernachlässigende Veränderung festzustellen, was eine zeitliche Redundanz über kurze Zeiträume bestätigt. Die Varianz für alle Eigenfrequenzen beträgt für die gezeigten Ergebnisse weniger als 0,0002 Hz. Die eingesetzten Monitoringsysteme zeichnen jedoch dauerhaft über das ganze Jahr auf, was mithilfe dieser Erkenntnis reduziert werden könnte. Eine Datenaufzeichnung von ein bis zwei Stunden pro Tag ist zumindest für Bogenbrücken ausreichend. Ob dies auch für lange Brückenseile gilt, bleibt zu überprüfen.

Die Reduzierung der Datenmenge kann zudem über eine vorbereitete Triggerung der Datenerfassung forciert werden. So könnte für zukünftige Monitoringsysteme über eine Eventerkennung (Überfahrtsdetektierung wie oben bereits beschrieben) die Messung gezielt erfolgen ohne über eine dauerhafte Speicherung aller Werte unnötige Daten zu produzieren. Hilfreich hierbei ist die bereits erfassbare Fahrzeuggeschwindigkeit, um unter allen Verkehrsbedingungen individuelle Überfahrten gezielt identifizieren zu können.

5. Erarbeitung KPI Stahlbau

Mit Hilfe der unterschiedlichen Brückenmodelle mit jeweils angepasstem Detaillierungsgrad ließen sich im Zusammenhang mit den Messkonzepten auch die entsprechenden Performance-Parameter (KPI) definieren: Bei beiden Bauwerksclustern 2 und 3 liegt, wie oben beschrieben, der Fokus auf den Ermüdungsdetails, insbesondere den Schweißnahtverbindungen. Während bei dem Messkonzept mit Schallemission die mögliche Schädigung direkt erfasst wird, sehen die anderen Messkonzepte mit Beschleunigungssensoren und DMS vielmehr eine indirekte Detektion von Veränderungen infolge der möglichen Schädigung vor.

Dabei spielen das Auswerten von Schwingungsverhalten (und Dämpfungsverhalten) und von Spannungszuständen (Spannungskonzentrationen) die wesentliche Rolle. Die unterschiedlichen ausgewählten Brückenbauwerke erlauben dabei auch die Implementierung der Verkehrsbelastung an dem jeweiligen Bauwerk, so wurden bei der Konzeptionierung in beiden Clustern sowohl Autobahnbrücken mit sehr hohem Schwerlastverkehrsanteil als auch Brücken im nachgeordneten Bundesstraßennetz mit deutlich geringerem Schwerlastverkehrsanteil berücksichtigt.

Die Ausführungsqualität der Schweißnähte als maßgeblicher Faktor für die Kerbdetail-Ermüdungssicherheit wird bei den hier erarbeiteten und ausgewerteten Messkonzepten dagegen nicht erfasst – könnte aber durch zusätzliche Parameter nach entsprechender Inspektion für eine Prognose mitberücksichtigt werden. Als weiterer maßgeblicher Performance-Parameter wurden mögliche Korrosionsschäden erkannt. Deren Auswirkungen werden auch bei entsprechender Größe und damit Beeinträchtigung der Bauwerkreaktion auf die Beanspruchungen, durch die Messkonzepte mitberücksichtigt – ohne jedoch, dass umgekehrt aus den erfassten Messwerten eindeutig auf die Ursache von Veränderungen zurückgeschlossen werden kann.

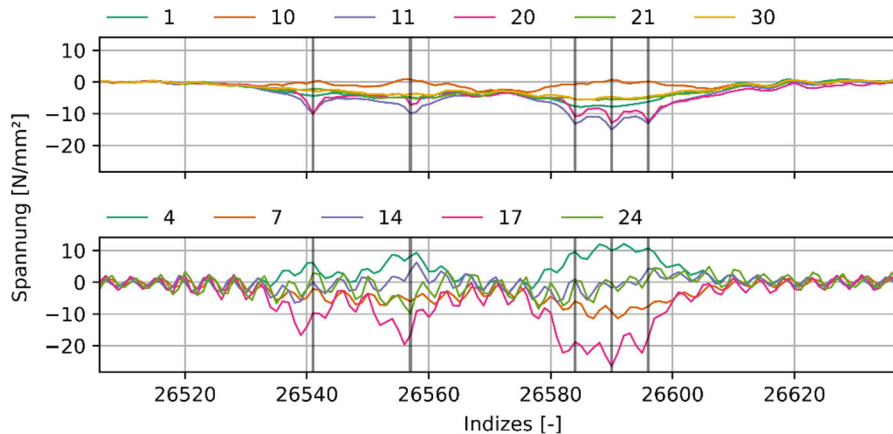
Durch die umfangreichen Sensitivitätsuntersuchungen an den numerischen Modellen wurden zudem entsprechende Korridore für statistische Einflüsse und Modellunsicherheiten berücksichtigt.

So ergeben sich, wie oben dargestellt, für die unterschiedlichen Brücken die jeweiligen Hotspots der Ermüdungskerbfälle an den Stoß-/ Schweißpunkten der orthotropen Fahrbahn (Längsrippen- und Querträgeranschlüsse). Obwohl die Brücken unterschiedliche Querschnittsgeometrien aufweisen, werden die Performance-Indikatoren der orthotropen Platte für die Ermüdungs-Hotspots jeweils nach dem gleichen Prinzip des Strukturspannungskonzepts ausgewertet. Die zugehörigen Performance-Indikatoren bei Verwendung der Schallemissionsmessungen sind dagegen anders definiert und werden nur an einer Brücke erprobt, um diese jedoch nach Möglichkeit nach der Auswertung der Messungen und Optimierung ebenfalls auf andere (Querträger-)Strukturen von orthotropen Fahrbahnplatten zu übertragen.

Messkonzept Brücke Autobahnkreuz Dortmund-Unna (Cluster 2):

Im Folgenden wird auf die Auswertung der Spannungen an den ermüdungskritischen Details an der Brücke Dortmund-Unna eingegangen.

RWTH Abb. 22 stellt den Verlauf der Spannungen für die Sensoren am Deckblech (oben) und den Sensoren näher zur Schweißnaht im ausgerundeten Eckbereich der Längssteife am QT 05' dar. Der Index entspricht der DMS-Nummer aus dem Messkonzept (siehe RWTH Abb. 11). Die Messwerte zeigen die Dauer eines Fahrzeugevents an. In dem oberen Diagramm ist eine starke Zunahme der Spannungen am Deckblech an 5 Positionen erkennbar. Bei der Überfahrt in dem hier vorliegenden Beispiel handelt es sich offensichtlich um einen Sattelzug mit zwei Achsen am Zugfahrzeug und drei direkt hintereinander liegende Achsen des Sattelauflegers (Tridemachse). Die Radachsenabstände werden in EC1 Teil 2 üblicherweise mit 3,2 m, 5,2 m, 1,3 m und 1,3 m angegeben. Der durch die Beladung schwerere Sattelaufleger ist ebenfalls durch die Sensorwerte erkennbar, da die absoluten Spannungen größer sind, als die des Zugfahrzeuges.



RWTH Abb. 22: Vergleich des QT- und Deckblech-DMS für Index 26590

Zum Vergleich der Spannungen am Deckblech und am Querträger sind in dem unteren Teil aus RWTH Abb. 22 die Spannungswerte der inneren DMS am QT 05' dargestellt. Mit „inneren“ sind die DMS gemeint, welche im ausgerundeten Eckbereich näher an der Schweißnaht liegen.

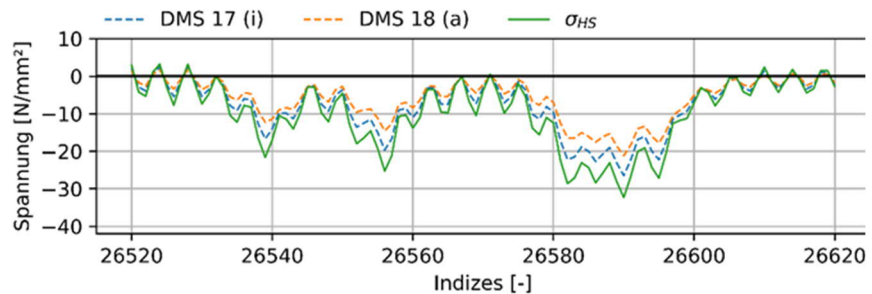
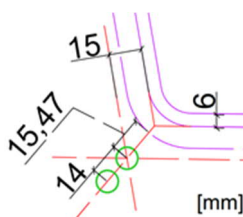
Beim Vergleich der Kurven ist auffällig, dass die Sensoren am Querträger permanent Schwingungen aufzeichnen. Die Kurven ergeben sich qualitativ aus der Überlagerung einer sinusförmigen Schwingung und der Auslenkung durch die Belastung. Am Anfang und am Ende eines Events liegen die erfassten Schwingungen der DMS am Querträger mit einer Schwingbreite von etwa $6,3 \text{ N/mm}^2$ synchron übereinander. Die Schwingbreite nimmt zu, je näher sich das erste Rad am Messquerschnitt befindet. Aus den Messwerten der Dehnungsmessstreifen am Deckblech sind vor dem Ereignis keine Schwingungen erkennbar.

Nach dem Event liegen leichte Schwingungen vor, welche jedoch zügig abklingen und sich dem Wert 0 N/mm^2 annähern. Es ist davon auszugehen, dass die Schwingungen nicht aktiv durch eine Last, sondern durch die Vibrationen des fahrenden Fahrzeugs verursacht werden. Dabei ist nicht auszuschließen, dass auch Schwingungen erfasst werden, die nicht mit einem Fahrzeug in der Spur des Messsystems zusammenhängen, sondern von Fahrzeugen auf der linken Fahrspur erzeugt werden. Interferenzen können konstruktive oder destruktive Auswirkungen auf die Messwerte haben, sodass der Einfluss von Schwingungen auf die Ermüdungsberechnung zu ermitteln ist. Da das Messsystem jedoch die tatsächliche Ermüdungsbelastung berechnet, werden Interferenzen in dieser Arbeit vernachlässigt. Eine weitere Besonderheit der Messwerte ergibt sich für die DMS 4 und 10. Diese weisen im Gegensatz zu den anderen Sensoren während des Ereignisses positive Werte auf und deuten somit auf eine Streckung in diesem Zeitbereich hin. Für die Ermüdungsberechnung ist dies jedoch unerheblich, da lediglich die Spannungsschwingbreite von Bedeutung ist. Um auch eine Nachschwingung der Brücke und einen damit verbundenen Einfluss auf die Ermüdung der Schweißnaht zu berücksichtigen, werden zusätzlich zum Ereigniszeitraum die Spannungen zwei Sekunden nach der Überfahrt ausgewertet. Obwohl die Spannungsschwingbreiten sehr klein sind, kann nicht garantiert werden, dass sie im Bereich der Dauerfestigkeit liegen.

Um eine genauere Aussage über die vorhandenen kritischen Spannungen zu erhalten, wird hierfür das Strukturspannungskonzept in der Messdatenanalyse angewendet. Das Konzept ermöglicht die Extrapolation der gemessenen Spannungen am Schweißnahtübergang unter Verwendung von zwei Messpunkten, die in bekanntem Abstand voneinander und von der Schweißnaht angeordnet sind. Die Empfehlungen nach dem IWW, HOBACHER, A.F. 2008, geben einen Abstand der Referenzpunkte von $0,4 \cdot t$ und $1,0 \cdot t$ vom Hotspot

(Schweißnahtübergang) an, wobei t die Blechdicke ist. Bei einer Blechdicke von 10 mm würde dies einem Abstand des inneren DMS von 4 mm und des äußeren DMS von 10 mm entsprechen. Die entsprechenden Abstände der Extrapolationsstützstellen sind in der Grafik RWTH Abb. 23 dargestellt, welche die Abstände der verbauten Sensoren zu der Ausrundung der Trapezsteife zeigt. Der Mittelpunkt der Kreise stellt den Sensormittelpunkt dar.

Beim tatsächlich installierten Messsystem sind die Sensoren in unterschiedlichen Abständen am Querträger angebracht. Die Abstände zum Schweißnahtübergang, auf den die Spannungen extrapoliert werden, betragen bei QT 05 15,47 mm zum inneren und 29,47 mm zum äußeren DMS und sind damit größer als vom IWW empfohlen. Aus geometrischen Gründen können die Sensoren nicht näher an die Schweißnaht geklebt werden, sodass die kleinstmöglichen Abstände gewählt wurden.



RWTH Abb. 23:
Sensorabstände für
Spannungsermittlung

RWTH Abb. 24: Vergleich des inneren und äußeren DMS zur
Anwendung des Strukturspannungskonzeptes

Um die extrapolierten Spannungen durch das Strukturspannungskonzept zu verdeutlichen, ist in RWTH Abb. 24 das gleiche Event wie in RWTH Abb. 22 (siehe oben) erneut dargestellt. In diesem Fall sind die Kurven für den maximal belasteten QT-DMS Nr. 17 und für den zugehörigen DMS Nr. 18, der sich weiter von der Schweißnaht entfernt befindet, aufgetragen. Die durchgezogene Linie σ_{HS} entspricht der Extrapolation der Messwerte auf die Schweißnaht.

Der qualitative Verlauf zeigt, dass die Spannungen am inneren DMS aufgrund des geringeren Abstandes zur Schweißnaht zu jedem Zeitpunkt absolut größer sind als die Spannungswerte am äußeren Dehnmessstreifen. Daher sind auch die extrapolierten Spannungswerte höher als die der Stützstellen, was eine Voraussetzung für die Anwendung des Strukturspannungskonzeptes ist, da sonst die Spannungen am Hotspot durch die Extrapolation reduziert würden. Vor allem in den Bereichen hoher Beanspruchung ist eine Abstufung zwischen der äußeren, inneren und Hotspot-Spannung gut erkennbar. σ_{HS} stellt zu jedem Zeitpunkt die betragsmäßig größte Spannung dar. Wird das Verhältnis zwischen dem inneren und der extrapolierten Spannung berechnet, so ergibt sich ein mittleres Verhältnis von 26,1 %. Die höheren Spannungen führen zu größeren Spannungsschwingbreiten und damit zu stärkeren Schädigungen, als wenn die Spannungswerte des inneren DMS für die Ermüdungsberechnung verwendet würden.

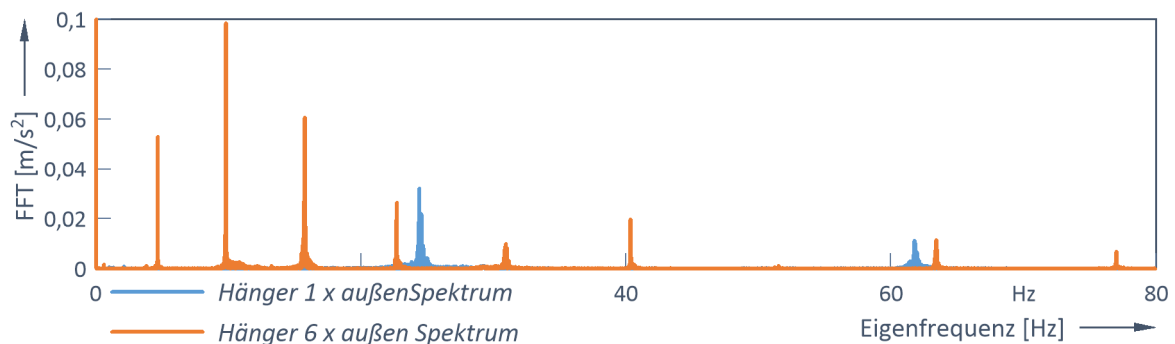
Messkonzept Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal BAB 30 bei Rheine (Cluster 3):

Auch für die Seile und Hänger kann mit jeweils gleichen Performance-Indikatoren gearbeitet werden, basierend auf den Beschleunigungsmessungen zur Bestimmung der Eigenfrequenzen. Dabei sind natürlich in Abhängigkeit der Seillängen und auch für die Hängerstäbe entsprechend anzupassende Grenzwerte zu berücksichtigen. Rückschlüsse auf

mögliche Schadensszenarien an den Anschlüssen lassen sich so möglicherweise indirekt über Veränderungen der Eigenfrequenz-Indikatoren feststellen, wobei die Sensitivität alleine auf Grund von Witterungseinflüssen eine Schadensprognose fast unmöglich macht.

Wie zuvor erläutert, wird die Beschleunigung der Hänger in den unteren Drittelpunkten der Hänger jeweils parallel und quer zur Bauwerkslängsachse in der horizontalen Ebene gemessen. Die beiden orthogonal zueinander ausgerichteten Messrichtungen werden separat ausgewertet und analysiert. Aus technischen Gründen ist die Messfrequenz für alle relevanten Bauteile gleich. Um auch die kürzesten Hänger hinsichtlich der hohen Eigenfrequenzen auswerten zu können, beträgt die Messfrequenz bei den Bogenbrücken 1000 Hz. Die Auswertung der Beschleunigungen erfolgt über eine Fast-Fourier-Transformation (FFT), die jeweils für einen betrachteten Zeitraum von 10 Minuten angewandt wird. Eine gleitende Auswertung der Eigenfrequenz über kurze Zeiträume von wenigen Sekunden, um beispielsweise Einzelevents wie Brückenüberfahrten von schweren Fahrzeugen detektieren zu können, ist über die FFT nicht zielführend durchführbar. Die Anzahl an Datenpunkten für eine FFT ist ausschlaggebend für die Auflösung des Ergebnisses. Bei einer Messfrequenz von 1000 Hz bedeutet eine nötige Ergebnisauflösung von 0,1 Hz einen Messzeitraum von 10 Sekunden. Der Einfluss einer Überfahrt auf einen Hänger ist daher so nicht zu analysieren, wenn die Geschwindigkeit des Fahrzeugs etwa der Richtgeschwindigkeit auf deutschen Autobahnen entspricht. Eine höhere Messfrequenz würde diese Analyse erleichtern, ist technisch aber nicht mehr umsetzbar. Die Auswertung hinsichtlich Einzelevents und damit die Beurteilung von detaillierten Verkehrseinflüssen ist dementsprechend zumindest bei Bogenbrücken nicht möglich.

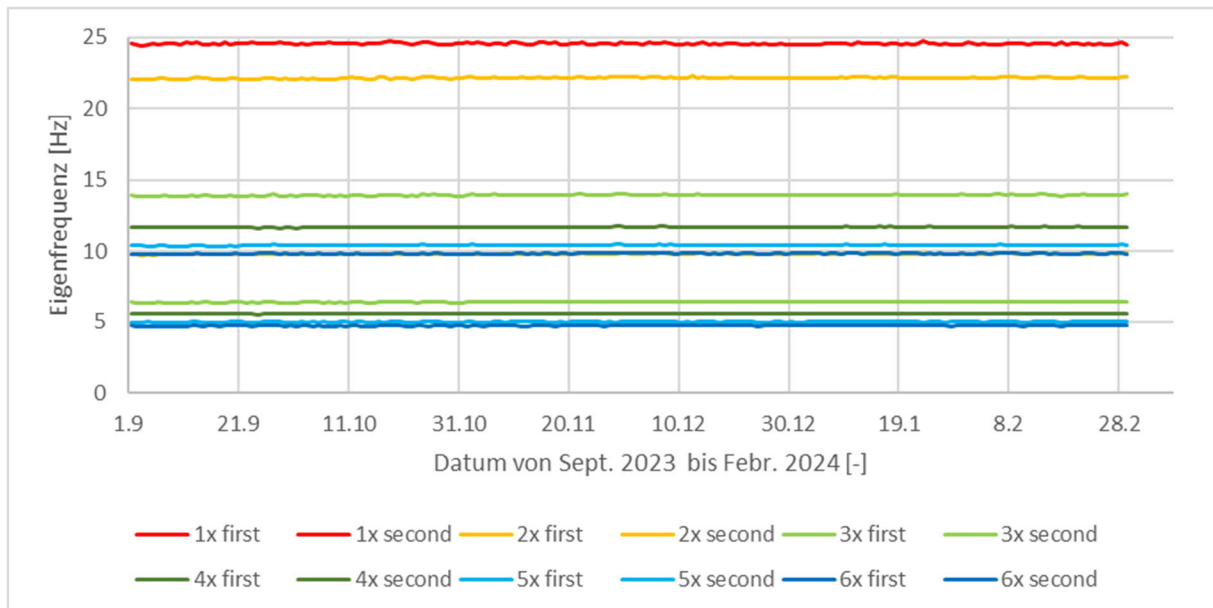
Die Auswertung mittels FFT wird folglich über 10 Minuten Zeitblöcke durchgeführt. Auch wenn der Schwerlastverkehr kurzfristig die Kraft in den Hängern erhöht, kann ein Einfluss auf diese Auswertung über diese vergleichsweise hohe Zeitdauer ausgeschlossen werden. In der folgenden RWTH Abb. 25 ist das Spektrum der Eigenfrequenzen für den kürzesten und den längsten Hänger des äußeren Bogens dargestellt.



RWTH Abb. 25: Spektrum der Eigenfrequenzen der Hänger 1 und 6 im äußeren Bogen am 01.10.2023 von 12:00 Uhr bis 12:10

Die Eigenfrequenzen des längsten Hängers sind deutlich über die lokalen Maxima des Spektrums zu identifizieren. Die erste Eigenfrequenz liegt, wie zuvor beschrieben, bei 4,7 Hz und die zweite Eigenfrequenz bei 9,8 Hz. Auch die dritte, vierte und sechste Eigenfrequenz sind noch deutlich über lokale Maxima auszuwerten, auch wenn diese für die Analyse der Zustandsbeurteilung nicht ausgewertet werden. Vor allem bei höheren Frequenzen und insbesondere für die kürzeren Hänger wird die Auswertung schwieriger, da die lokalen Maxima in der Amplitude nicht mehr stark ausgeprägt sind und die angrenzenden Frequenzbereiche eine Übereinstimmung mit auftretenden Schwingungen am Bauwerk zeigen. Dennoch ist eine Auswertung der Eigenfrequenzen möglich. Über einen längeren Auswertungszeitraum von

mehreren Wochen, Monaten oder Jahren ist jedoch auf dieser Grundlage mit einer geringeren Konstanz dieser Eigenfrequenzen zu rechnen, was einen Einfluss auf mögliche Grenzwerte hat. Die folgende RWTH Abb. 26 zeigt die Auswertung der FFT über den Zeitraum von September 2023 bis Februar 2024, also für ein halbes Jahr.



RWTH Abb. 26: FFT zur Auswertung der ersten beiden Eigenfrequenzen aller sechs Hängertypen des äußeren Bogens

Wie bereits zuvor in 4. Modell- und Messkonzeptoptimierung beschrieben, ist die Veränderung der Eigenfrequenz über einen Tag vernachlässigbar gering, weshalb die Auswertung für längere Zeiträume jeweils für eine Datei über den Messzeitraum von 12:00 bis 12:10 erfolgt. Je niedriger die Eigenfrequenzen sind, desto konstanter verlaufen die Werte über den Messzeitraum von einem halben Jahr. Vorwiegend die Eigenfrequenzen über 20 Hz zeigen bereits deutliche Abweichungen vom Mittelwert. Insgesamt zeigt die Auswertung jedoch für alle in RWTH Abb. 26 gezeigten Eigenfrequenzen einen nahezu gleichbleibenden Verlauf. Auch wenn einzelne Tage vom Mittelwert abweichen, kann für keinen der Hänger eine dauerhafte oder zumindest temporäre Zu- oder Abnahme der Eigenfrequenzen identifiziert werden. Die Auswertung der Eigenfrequenzen zeigt sich somit als solide Grundlage für die Zustandsanalyse der Hänger. Sogar Steifigkeitsänderungen im Tragwerk der Fahrbahnträgerplatte würden vermutlich ab einem bestimmten Schädigungsgrad zu Veränderungen in den Hängereigenfrequenzen führen, die in der Auswertung detektiert werden könnten.

Mit Hilfe des vorgesehenen Abgleichs über den gesamten Messzeitraum, einschließlich der Nachnutzung der Systeme über das Projektende hinaus, wird es möglich sein, die Bewertung der jeweiligen Performance-Parameter (KPI) über die zeitliche Entwicklung weiter zuzuschärfen.

6. Entwicklung von Zustandskennzahlen und KPI-Optimierung

Für das Cluster 2 konnten exemplarisch für das Bauwerk AK Dortmund-Unna mit den Auswertungen für die untersuchten ermüdungskritischen Details nach dem Strukturspannungskonzept und Schadensakkumulation (nach Palmgren-Miner) Zustandskennzahlen der Schädigung für das lokale Detail der orthotropen Fahrbahn der Brücke ermittelt werden. Über das Strukturspannungskonzept kann eine lineare Extrapolation zur Spannungsbeurteilung in Schweißnähten genutzt werden. Über die erstellten numerischen Modelle kann die lineare Extrapolation zusätzlich um eine Art Spannungsintensitätsfaktor

erweitert werden, um noch genauere Spannungszustände an ermüdungskritischen Details bestimmen zu können. Hierüber können beispielsweise geometrische Einflüsse der Schweißnaht berücksichtigt werden. Die durchgeführten Kalibrierfahrten erlauben dabei die Validierung und Optimierung der numerischen Modelle und somit auch der zugehörigen KPI-Auswertungen.

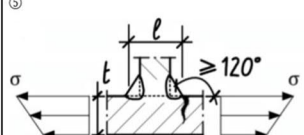
Messkonzept Brücke Autobahnkreuz Dortmund-Unna (Cluster 2):

Im Folgenden Abschnitt wird die Bestimmung der KPI an der Brücke Dort-Unna erläutert und ausgewertet. Wie bereits in *RWTH Abb. 23* gezeigt, weisen die Spannungen der DMS am Querträger Schwingungen auf. Zur Ermittlung der Spannungen kann daher keine Schwingbreite angegeben werden, weswegen mittels des Rainflow Algorithmus, (Lee & Tjhung, 2012) Spannungshysteresen berechnet werden. Anschließend können die Schädigungsanteile der variablen Spannungsschwingbreiten durch die Wöhlerkurve umgerechnet werden und mittels der Palmgren-Miner-Akkumulation ein theoretischer Schädigungswert bestimmt werden.

6.1. Bestimmung der Kerbfallklasse

Die Wahl der Kerbfallklasse hat einen wesentlichen Einfluss auf die ermittelte Lebensdauererwartung. Die Kerbfallklasse gibt an, wie ermüdungsempfindlich das Schweißnahtdetail ist und geht so in die Berechnung ein, dass erstens auch kleine Schwingbreiten einen Einfluss auf die Ermüdung haben und zweitens, größeren Schwingbreiten ein höherer Einfluss zugeordnet wird.

In der oben genannten Kerbfalltabelle der Entwurfsfassung des Eurocode 1993 Teil 1-9 für die Strukturspannungen liegt kein Kerbdetail vor, welches die vorliegende Geometrie und Belastungssituation abbildet. Hinsichtlich der Geometrie und der Rissinitiierung kann näherungsweise der in *RWTH Abb. 27* dargestellte Fall 5 angewendet werden. In diesem Fall stellt das waagerechte Blech den Querträger und das senkrechte Blech die Längssteife dar. Nach der Kerbfalltabelle wäre die Längssteife unbelastet, was jedoch nicht der Belastungssituation entspricht. Der Bezugswert der Ermüdungsfestigkeitskurve $\Delta\sigma_c$ beträgt für diesen Kerbfall 100 N/mm².

100	0,3			⑤ Non load-carrying fillet welds	Weld flank angle $\geq 120^\circ$.
-----	-----	---	---	----------------------------------	-------------------------------------

RWTH Abb. 27: Auszug aus Kerbfalltabelle B.1

Um die Eignung der Kerbfallklasse 100 zu überprüfen, ist die Schädigung über einen Zeitraum zu berechnen, die zu erwartende Lebensdauer des Schweißdetails zu ermitteln und mit dem Rissinitiierungsalter zu vergleichen. Die Lebensdauer entspricht dem Kehrwert der Schädigung und nimmt daher bei größerer Schädigung ab.

Die mit dem Auswertetool festgestellte Schädigung bezieht sich auf die während der Messperiode eingetretene Ermüdung. Für die Berechnung der Lebensdauer eines Bauteils ist es erforderlich, die Werte auf einen längeren Zeitraum zu extrapolieren. Aufgrund der Tatsache, dass der Anteil des Schwerverkehrs in den letzten Jahren zugenommen hat und in den nächsten Jahren weiter zunehmen wird, kann eine genauere Aussage getroffen werden, indem die Verkehrsentwicklung in die Ermüdungsberechnung einbezogen wird. Für die folgende Betrachtung wird jedoch von einem über die Zeit konstanten Schwerverkehrsaufkommen ausgegangen.

In RWTH Tab. 2 ist die Lebensdauer für ausgewählte Schweißnähte aufgeführt. Die Auswahl basiert auf den maximal geschädigten Schweißnähten jedes Querträgers HS18_17, HS40_39, HS53_52. Auf den Vergleich der Schädigungen der übrigen Schweißnähte untereinander wird in Abschnitt 6.4 eingegangen. Als Hinweis für die Bezeichnung der Hotspots ist zu beachten, dass die Nummer der äußeren DMS an erster Stelle steht, gefolgt von der Nummer der inneren DMS im Bogen der Längssteife. Die berechneten Lebensdauern basieren auf einem Datensatz von einem Monat (Oktober 2022) und werden in der Tabelle für die Annahme der Bezugswerte von 50 N/mm², 56 N/mm² und 100 N/mm² aufgeführt.

RWTH Tab. 2: Lebensdauer (in Jahren a) für ausgewählte Schweißnähte unter verschiedenen Kerbfallannahmen

MQS	Hotspot	Kerbfall		
		50	56	100
		[a]	[a]	[a]
MQS-1 (QT 05')	18_17 (SSK)	38,4	66,6	3742,9
MQS-2 (QT 04')	40_39 (SKK)	17,6	28,9	866,5
MQS-3 (QT 05')	53_52 (SKK)	10,5	16,6	357,5
	Mittelwert:	22,2	37,4	1655,6

Als Vorbemerkung zur Interpretation der Tabelle kann gesagt werden, dass die Schweißnähte an den Messquerschnitten unterschiedlich stark geschädigt werden. Die Schädigung wird für MQS-1 etwa halb so groß prognostiziert, als an MQS-2 und MQS-3. Daher ist in der 4. Zeile der Tabelle der Mittelwert der Lebensdauern für alle Messquerschnitte aufgeführt.

Bei Anwendung der Kerbfallklasse 100 würde die Lebensdauer der Schweißnähte als viel zu hoch eingestuft werden. Selbst die höchstbelastete Schweißnaht erreicht eine erwartete Lebensdauer von 357,5 a, welche deutlich über dem Brückenalter liegt. Würde die Kerbfallklasse 100 zur Zustandsbeurteilung herangezogen, würden rechnerisch keine Risse in den Schweißnähten auftreten. Es ist daher ein bauwerksspezifischer Kerbfall zu wählen, der das zeitliche Auftreten eines Risses mit der prognostizierten Lebensdauer verknüpft.

Nach den Bestandsunterlagen besteht das Bauwerk seit 1972 und ist somit zum Zeitpunkt dieser Arbeit 50 a alt. Der erste sichtbare Riss wurde im Prüfbericht 2002, also bei einem Alter der Brücke von 30 a festgestellt. Der Mittelwert der Lebensdauer unter Berücksichtigung des Bezugswertes der Ermüdungsfestigkeit beträgt für 50 N/mm² 22,2 Jahre und für 56 N/mm² 37,4 Jahre. Dies bedeutet, dass für die folgenden Untersuchungen zur Auswahl eines geeigneten Bezugswertes die erwartete Lebensdauer zwischen den Kerbfallzahlen 50 und 56 iterativ zu ermitteln ist. Für die Lebensdaueranalyse wird daher ein Bezugswert der Ermüdungsfestigkeit von 53 N/mm² verwendet.

Da aufgrund der Komplexität und Mehrachsigkeit der orthotropen Fahrbahnplatte keine geeigneten Kerbfälle für das Strukturspannungskonzept zur Verfügung stehen, ist es wichtig, diesen Schritt für orthotrope Platten durchzuführen. Mit Hilfe eines bauwerksspezifischen Kerbfalls wird ein Zusammenhang zwischen der Rissinitiierung und der theoretischen Schweißnahtlebensdauer hergestellt. Dieser Schritt kann jedoch nur bei Bauwerken mit orthotroper Platte durchgeführt werden, wenn Risse vorhanden sind und deren Entstehung zeitlich eingeordnet werden kann.

6.2. Lebensdauerbestimmung und Zustandsprognose

Um die Schweißnahtlebensdauer und damit den Zustand des Bauwerks vorherzusagen, muss zur Ermüdungsberechnung unter Verwendung der Palmgren-Miner-Akkumulation untersucht werden, zu welchem Zeitpunkt die Schädigung D den Wert 1 erreicht. Es wird davon

ausgegangen, dass die Anzahl der Fahrzeuge und die Achslast über die Lebensdauer der Brücke in der Vergangenheit und in der Zukunft konstant sind. Die Lebensdauer wird ermittelt, indem die Schädigung des oben untersuchten Zeitraumes von 11 Monaten auf ein Jahr skaliert wird. Anschließend ergibt der Kehrwert der Schädigung die Lebensdauer in Jahren.

In RWTH Tab. 3 wird in der 1. Spalte die Lebensdauer der geschweißten Details auf Grundlage der Ermüdungsberechnung für den oben genannten Zeitraum und unter Verwendung des Bezugswertes für die Ermüdungsfestigkeit $\Delta\sigma_c$ von 53 N/mm² dargestellt. Die Ergebnisse der Messquerschnitte sind so angeordnet, dass die Sensoren in der gleichen Längsrichtung untereinander angeordnet sind. Die Farbschattierungen signalisieren ein Bewertungssystem, auf das im Folgenden eingegangen wird.

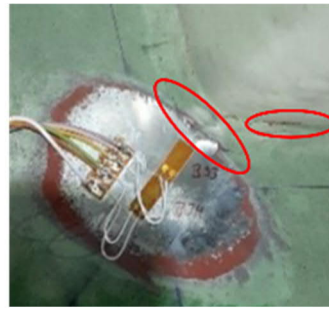
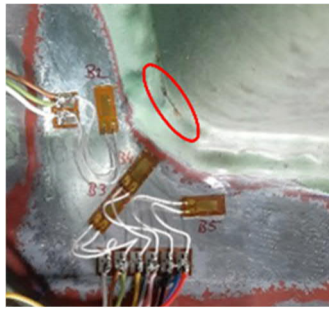
RWTH Tab. 3: Lebensdauer der Schweißnahtdetails

MQS-1 (QT 05')						
Hotspot	3 4	8 7	13 14	18 17	23 24	28 27
Lebensdauer [a]	3549	419	348	51	290	
MQS-2 (QT 04')						
Hotspot	34 33		36 37	40 39		43 42
Lebensdauer [a]	456897		85	23		462
MQS-3 (QT 06')						
Hotspot	47 46		50 49	53 52		56 55
Lebensdauer [a]	33		100	13		492

Die Schweißnähte haben je nach ihrer Position eine unterschiedliche Gesamtlebensdauer, die von 13 Jahren für HS53_52 bis 492 Jahren für HS56_55 reicht.

Drei Hotspots weisen eine Gesamtlebensdauer auf, die geringer als das aktuelle Alter der Brücke (Baujahr 1972) ist. Nach den quantitativen Werten müssten an den Schweißnähten HS53_52, HS40_39, HS47_46 bereits Risse vorhanden sein, die aber noch nicht sichtbar sind. Insbesondere sind die Schweißnähte unterhalb der mittleren Steife deutlich gefährdet, weisen aber nach einer Bauwerkssichtung derzeit noch keine Schäden auf. Weitere Schweißnähte, die in Zukunft Risse aufweisen könnten, sind HS18_17, HS36_37 und HS50_49, da diese in Relation zum Bauwerksalter im Vergleich zu den anderen Schweißnähten ebenfalls eine geringe Restlebensdauer von weniger als 50 Jahren haben. HS8_7, HS13_14, HS23_24, HS43_42 und HS56_55 weisen hohe Restlebensdauern auf, sodass davon ausgegangen werden kann, dass an diesen Schweißnähten in Zukunft keine Schäden auftreten werden. Es fällt auf, dass die drei hochbelasteten Schweißnähte HS40_39, HS18_17 und HS53_52 in Fahrtrichtung hintereinander an der gleichen Längssteife angeordnet sind. Es kann daher davon ausgegangen werden, dass diese Details durch die LKW-Spur stark beansprucht werden.

RWTH Abb. 28 zeigt die Schweißnähte von HS3_4 und HS34_33 in grau. Bei beiden Verbindungen gibt es einen sichtbaren Riss in der Schweißnaht zum Querträger. Dies macht sich in den Ergebnissen deutlich bemerkbar, da die berechneten Lebensdauern im Vergleich zu den anderen Schweißnähten, die keine sichtbaren Risse aufweisen, sehr hoch sind. Es kann davon ausgegangen werden, dass durch den Riss die Spannungen aus den Längssteifen nicht auf den Querträger übertragen werden. Daher sind die relevanten gemessenen Ermüdungsspannungen an den Sensoren gering und die rechnerischen Lebensdauern werden entsprechend hoch prognostiziert. Aus diesem Grund sind die beiden Schweißnähte in RWTH Tab. 3 grau markiert.



RWTH Abb. 28: Schweißnahtschäden im Bereich des Messsystems an HS3_4 und HS34_33

Es ist zu beachten, dass es sich bei den quantitativen Werten für die Berechnung der Restlebensdauer um theoretische Werte handelt, die auf den folgenden Annahmen beruhen. Zum einen wird davon ausgegangen, dass die erste Schweißnaht nach 30 Jahren auftritt und der Referenzwert für die Ermüdungsfestigkeit mit 53 N/mm^2 festgelegt ist. Zum anderen sind an den Schweißnähten bereits sichtbare und unsichtbare Ermüdungsrisse vorhanden, die durch Spannungsumlagerungen an den Details die Ermüdungsergebnisse individuell beeinflussen. Darüber hinaus unterliegen die Schweißnähte unterschiedlichen Ausführungsqualitäten, die sich auf die Berechnung auswirken.

Eine Zustandsaussage auf der Basis von quantitativen Lebensdauern ist daher absolut nicht möglich, jedoch kann eine Versagenswahrscheinlichkeit durch den Vergleich der Schädigung der Schweißnähte getroffen werden. Da das Messkonzept nur einen kleinen Teil der Brücke erfasst, kann aus den Daten ein statistisches Auftreten von Schäden an der Brücke ermittelt werden. Es werden 13 Details überwacht, von denen ca. 40 % eine geringe Ermüdungsanfälligkeit aufweisen. 20 % sind in einem kritischen Zustand. Weitere 20 % erfordern verstärkte Kontrollen im Rahmen der Bauwerkserhaltung und 15 % wiesen bereits vor der Installation des Messsystems Risse auf.

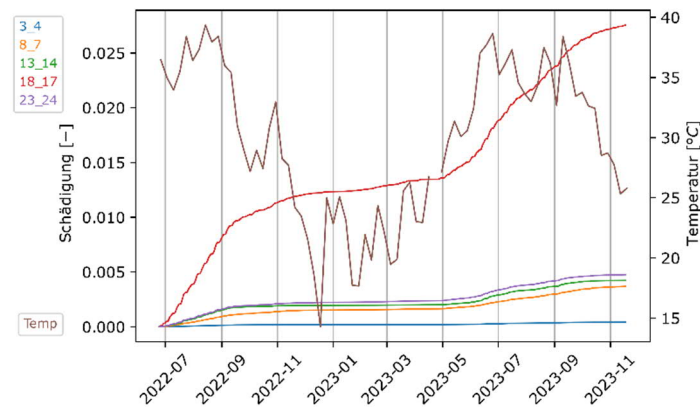
Die Redundanz des Messsystems kann dadurch bestätigt werden, dass die Ermüdungsanfälligkeit der Details an QT 04' und QT 06' eine ähnliche Verteilung und Lebensdauer aufweisen (mit Ausnahme von HS46_47, welcher aufgrund des Risses am HS34_33 nicht verglichen werden kann). Das Auftreten der Risse an den gleichen Stellen (südliche Seite) des Querträgers zeigt ebenfalls eine Redundanz der Ergebnisse. Die Anzahl der auszustattenden Querträger mit Sensoren kann daher reduziert werden. Da jedoch die Qualität der Schweißnahtausführung einen großen Einfluss auf die Ermüdungsanfälligkeit hat und die Schweißnähte unterschiedlichen Ermüdungsbeanspruchungen ausgesetzt sind, ist eine Redundanz der Sensoren dennoch erforderlich, damit das Messsystem nicht von einzelnen Sensorpositionen abhängig ist.

Als Zusammenfassung und im Hinblick auf die Ausarbeitung eines Key-Performance-Indikators, kann die berechnete Restlebensdauer als KPI angesehen werden. Je niedriger der Wert, desto eher die Wahrscheinlichkeit eines zeitnahen Schadens. Zusätzlich kann der Vergleich der Indikatoren Rückschlüsse auf die Belastungsverteilung der ermüdungskritischen Stellen liefern. Eine Optimierung der KPI durch eine Schadensdetektion kann durch eine kontinuierliche Messdatenerfassung und Auswertung durchgeführt werden. Hierzu werden die gemessenen Spannungen in Intervallen gemittelt, wobei eine abweichende Spannungsdifferenz im Vergleich zu anderen Details auf einen Schaden hinweisen könnte.

6.3. Jahreszeitliche Betrachtung der Schadensentwicklung im Messzeitraum

Die bisherigen Untersuchungen ergaben eine Kennzahl in Form eines Schadens bzw. einer Schweißnahtlebensdauer in Jahren. Im folgenden Abschnitt wird die zeitliche Entwicklung der Schädigung untersucht.

RWTH Abb. 29 zeigt die über einen Zeitraum von 16 Monaten akkumulierte Schädigung und zusätzlich die wöchentliche durchschnittliche Bauteiltemperatur der Schweißnähte am mittleren Querträger QT 05' (MQS-1). Der Schädigungsverlauf wird anhand der am stärksten belasteten Schweißnaht HS18_17 von MQS-1 (rote Linie) analysiert.



RWTH Abb. 29: Jahreszeitliche Entwicklung der akkumulierte Ermüdung im Vergleich zur Bauteiltemperatur des Querträgers

Es ist eine deutliche Abhängigkeit der Schädigung von der Temperatur zu erkennen. Auffallend ist, dass der Gradient der Schädigung im Sommer bei höheren Bauteiltemperaturen größer, als im Winter bei niedrigen Bauteiltemperaturen ist. So wird für das oben genannte geschweißte Detail im Winter/Frühjahr eine Schädigung von 0,04 % pro Monat festgestellt, während im Sommer/Herbst die Schädigungsgradienten mit 0,22 % pro Monat etwa fünf- bis sechsmal so hoch sind. Dies kann mit der Bauteiltemperatur begründet werden. Die Querträgertemperatur liegt zwischen 15°C im Dezember 2022 und 38°C im August 2022 und Juli 2023. Nach Schindler, K. (2008) ist der Elastizitätsmodul von Asphalt neben anderen Parametern temperaturabhängig und bei höheren Temperaturen geringer. Die höhere Steifigkeit des Asphaltes führt zu einer breiteren Lastverteilung im Winter und damit zu geringeren Spannungen in den Schweißnähten. Bei geringer Elastizität des Asphalts ist die Lastverteilung in Querrichtung geringer, so dass die Last zentrischer in den Unterbau eingeleitet wird und die Spannungen in den Schweißnähten während der Sommermonate zunehmen.

Darüber hinaus ist ein wöchentlicher Rhythmus für die am stärksten belastete Schweißnaht HS17_18 zu erkennen. Bei Betrachtung des Zeitraumes von Juli bis September 2022 und 2023, in dem die Schädigung am stärksten ist, zeigt sich ein stufenförmiger Verlauf aufgrund des geringeren Schwerverkehrsaufkommens an den Wochenenden.

Sowohl der jahreszeitliche als auch der wöchentliche Verlauf der Schädigung ist für alle untersuchten Schweißnahtdetails in gleicher Weise zu erkennen, wenn eine nahezu konstante Verkehrsbelastung vorliegt. Daher ist eine Messdauer von > 1 Jahr erforderlich, da sonst der saisonale Einfluss der Bauteiltemperatur und der Asphalttemperatur nicht beurteilt werden kann.

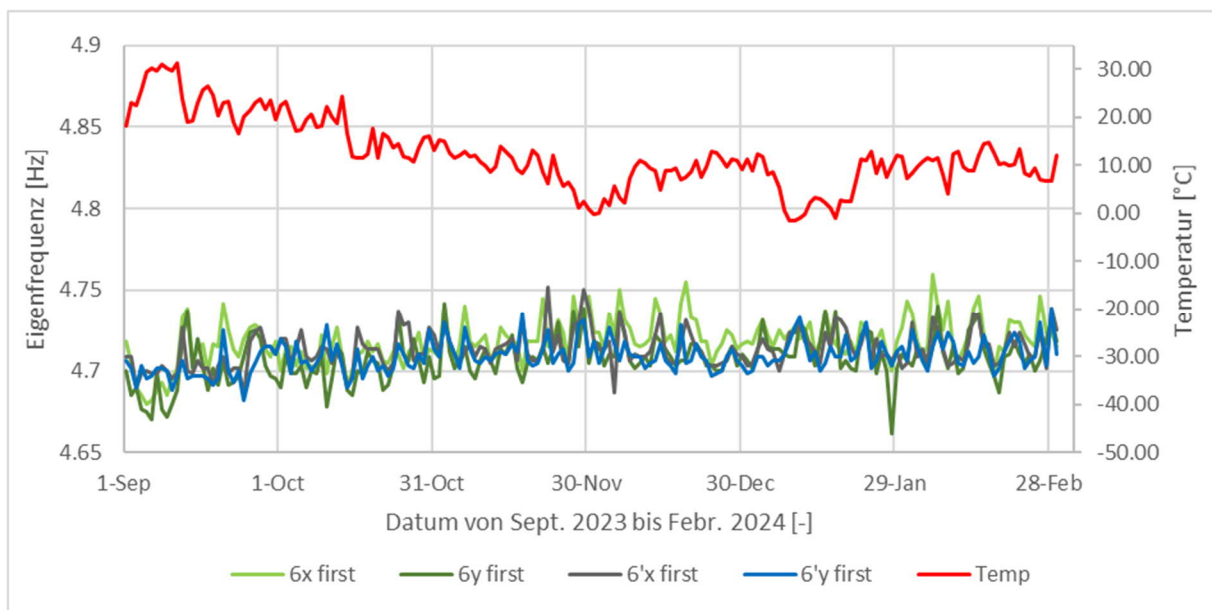
Die Ergebnisse zeigen, dass eine Übertragung des Konzepts auf andere Bauwerke mit dem Detail der orthotropen Fahrbahn möglich ist. Dabei führen die oben beschriebenen Optimierungen hinsichtlich Anzahl und Redundanz ebenso zu einer Optimierung der betrachteten KPI.

Für das Cluster 3 berücksichtigen die entwickelten Zustandskennzahlen für das Schwingungs- und Dämpfungsverhalten mögliche Veränderungen der als KPI ausgewerteten

Beschleunigungsmessungen und Eigenfrequenzen. Durch die Verzögerungen hinsichtlich Ausschreibung und Installation der Messsysteme können die Schritte der Optimierung sowie zur Entwicklung von aus den Modellen und Messsystemen abgeleiteten Zustandskennzahlen nur im Ansatz für das Cluster 3 durchgeführt werden.

Messkonzept Brücke über den Dortmund-Ems-Kanal BAB 30 bei Rheine (Cluster 3):

Die Entwicklung von KPI im Cluster Hänger und Seile beruht, wie das Monitoringkonzept eingehend verdeutlicht, auf den zu ermittelnden Eigenfrequenzen der Hänger. Die in RWTH Abb. 26 gezeigten Eigenfrequenzen der in RWTH Abb. 8 gezeigten Hänger 1 bis 6, zeigen, trotz der auftretenden Witterungsänderungen, nur sehr geringe Veränderungen. Zu Verdeutlichung sind exemplarisch in der RWTH Abb. 30 die Eigenfrequenzen der beiden längsten Hänger des äußeren und inneren Bogens jeweils in x- und y-Richtung über einen Messzeitraum von sechs Monaten abgebildet. Zusätzlich ist die mittlere Tagestemperatur des entsprechenden Zeitraums gezeigt.



RWTH Abb. 30: Veränderung der ersten Eigenfrequenzen der beiden längsten Hänger im inneren und äußeren Bogen jeweils für die x- und y-Richtung zuzüglich der mittleren Tagestemperatur

Die separat für die x- und y-Richtung ausgewerteten Eigenfrequenzen der beiden Hänger zeigen noch einmal die Redundanz der Systeme sowie der Auswerterichtungen. Anfang September des Jahres 2023 liegt die durchschnittliche Eigenfrequenz der ersten Eigenmode unterhalb von 4,7 Hz. Spätestens ab Oktober liegt die erste Eigenfrequenz der Hänger jedoch oberhalb dieses Wertes. Dies zeigt den Einfluss der Temperatursausdehnung auf das Bauwerksverhalten über einen längeren Zeitraum. Bei den niedrigeren Eigenfrequenzen zu Beginn liegt die mittlere Tagestemperatur der Luft bei bis zu 30°C. Mit fortschreitender Jahreszeit nimmt die Lufttemperatur ab, was die Steigerung der Eigenfrequenz bedeutet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass durch die temperaturbedingte Stauchung des Hängers die Spannung zunimmt und somit die Eigenfrequenz des Bauteils durch den Saiteneffekt erhöht wird.

Die Streuung der tagesunterschiedlichen Eigenfrequenzen ist jedoch signifikant größer, als die Veränderung durch die Temperatur. Zur Quantifizierung der Streuung ist in der folgenden RWTH Tab. 4 der Durchschnittswert der ersten und zweiten Eigenfrequenz für die ersten sechs Hänger des äußeren Bogens inklusive deren Standardabweichung gegeben.

RWTH Tab. 4: Durchschnittliche Eigenfrequenz sowie deren Standardabweichung σ für die Hänger 1 bis 6 in x-Richtung des äußeren Bogens

		1. Eigenfrequenz		2. Eigenfrequenz	
Hänger	Länge [m]	$\emptyset$ [Hz]	σ [Hz]	$\emptyset$ [Hz]	σ [Hz]
1	4,325	24,573	0,060	62,005	0,089
2	8,293	9,819	0,027	22,161	0,058
3	11,380	6,437	0,018	13,940	0,041
4	13,585	5,547	0,013	11,688	0,025
5	14,908	4,985	0,011	10,426	0,024
6	15,350	4,718	0,014	9,851	0,026

Wie bereits mithilfe von RWTH Abb. 25 erläutert, ist bei hohen Eigenfrequenzen eine eindeutige Auswertung lokaler Maxima im FFT-Spektrum schwierig, da die angrenzenden Frequenzbereiche ebenfalls Übereinstimmungen mit den gemessenen Schwingungen der Hänger aufweisen. Diese Eigenschaft ist nun ebenfalls in der RWTH Tab. 4 aufgezeigt. So ist bei den vergleichsweise hohen Eigenfrequenzen der kürzeren Hänger eine markant höhere Standardabweichung festzustellen.

Für eine Grenzwertdefinition eignet sich demnach die durchschnittliche ermittelte Eigenfrequenz in Abhängigkeit der Standardabweichung. Da vor allem bei kurzen Hängern die Eigenfrequenzen in Abhängigkeit der Hängerverankerung in x- und y-Richtung variieren kann, sollten diese in den beiden Richtungen separat analysiert und ausgewertet sowie für die Grenzwertbestimmung einbezogen werden. Denkbar ist beispielsweise eine zweistufige Grenzwertbestimmung der täglich zu messenden Eigenfrequenzen. Bei über- oder unterschreitenden Einzelwerten der berechneten Eigenfrequenzen den Mittelwert um das Fünffache (z.B. 1. Eigenfrequenz des 6. Hängers in x-Richtung: $4,718 \pm 5 \cdot 0,014 = 4,788 \text{ Hz}$ & $4,648 \text{ Hz}$), sollte eine Vorort-Sichtanalyse des Bauteils vorgenommen werden. Wenn die Eigenfrequenzen über einen längeren Zeitraum von mindestens einer Woche das dreifache der Standardabweichung über- oder unterschreiten (z.B. 1. Eigenfrequenz des 6. Hängers in x-Richtung: $4,718 \pm 3 \cdot 0,014 = 4,760 \text{ Hz}$ & $4,676 \text{ Hz}$), sollte ebenfalls eine Besichtigung des Hängers vorgenommen werden.

Da zum Zeitpunkt dieser Auswertung kein vollständiger Jahreszyklus in die Grenzwertbetrachtung einbezogen werden konnte, ist diese Definition unter Vorbehalt zu betrachten. Zwar sind Anfang September schon sehr warme Tage in der Auswertung berücksichtigt, die heißen Hochsommertage und Wochen können jedoch nicht analysiert werden. Zudem können bis zur Auswertung keine Extremwetterereignisse, wie Sturm, starke Niederschläge oder hohe Schneeansammlungen auf der Brücke ausgewertet werden. All diese fehlenden Aspekte werden unter Umständen die genannten Grenzwerte möglicherweise verschieben können. Unter der gezeigten Auswertemethodik ist eine Prognose zur Ermüdung von Hängern und Seilen nicht umsetzbar. Sollten Ermüdungsschäden, Korrosion oder anderweitige Schadensereignisse auftreten, wäre eine Just-in-time Information zur Reduzierung von Folgekosten aber realistisch.

Mit Hilfe des vorgesehenen Abgleichs über den gesamten Messzeitraum, einschließlich der Nachnutzung der Systeme über das Projektende hinaus, wird es möglich sein, die Bewertung der jeweiligen Performance-Parameter (KPI) über die zeitliche Entwicklung weiter zuzuschärfen. Hierbei erlauben die umfangreichen Sensitivitätsuntersuchungen an den numerischen Modellen zudem entsprechende Korridore für statistische Einflüsse und Modellunsicherheiten zu berücksichtigen.

2.5.3 Voraussichtliche Nutzen und die Verwertbarkeit der Ergebnisse

Die RWTH Aachen University versteht sich als eine Universität, die sowohl in der Wissenschaft als auch in der Umsetzung der Forschungsergebnisse für die Praxis, eine führende Position einnimmt. Mit dem Projekt lassen sich beide Ansprüche vereinen:

Erstmals wurden zusammenhängend von mehreren Brückenbauwerken vergleichbare Daten erhoben, die als Basis für weiterführende Forschung in den Bereichen BIM, Prognosen, Bestandsmanagement und Verkehrssteuerung genutzt werden können. Auch wenn für die vom Institut für Stahlbau betreuten Cluster 2 und 3 nicht alle Brücken mit Messtechnik ausgestattet werden konnten, wie ursprünglich vorgesehen, konnten mit den bisher vorliegenden Messdaten bereits für beide Untersuchungsschwerpunkte (orthotrope Fahrbahnplatte, Hänger) Auswertungen analysiert werden, welche auch auf andere Stahlbrücken mit vergleichbaren Merkmalen übertragbar sind. Damit lassen sich für solche Bauwerke ebenfalls Analysen hinsichtlich der für Bestandsbrückenbauwerke immer wichtiger werdenden Ermüdungsbewertung vornehmen, basierend auf den wissenschaftlich erarbeiteten Lösungen für Zustandsüberwachung und -bewertung. Die Bedeutung von sogenannten digitalen Zwillingen wurde dabei ebenfalls unterstrichen, sowohl auf der Modellierungsebene für das gesamte Bauwerk aber auch für Detailmodelle.

Diese Ergebnisse wurden bereits auf Konferenzen und in Publikationen der Fachwelt vorgestellt – dort zeigte sich, dass diese Problematik, aber eben auch die hier erarbeiteten Analyseprozesse auf großes Interesse stoßen.

Zusätzlich dient die erweiterte interdisziplinäre Kompetenz der Anwerbung von Studierenden und Wissenschaftlern unterschiedlicher Disziplinen. Die im Rahmen des Projektes erstellten Modelle und die gemessenen und ausgewerteten Daten stellen einen wertvollen Fundus für künftige Nachwuchswissenschaftler dar, die auf den vorhandenen Ergebnissen aufbauend, eine weitere Entwicklung der Konzepte vorantreiben können.

Die RWTH Aachen University ist eine Anstalt des Öffentlichen Rechts, sie verfolgt keine expliziten wirtschaftlichen Interessen. Dessen ungeachtet ist die RWTH Aachen bestrebt Forschungsmittel einzuwerben. Mit den gewonnenen Erkenntnissen verfolgt die RWTH Aachen auch aktuell das Ziel, mit Folgeprojekten an einer längerfristigen Entwicklung, hin zu „smarten Brücken“, mitzuwirken.

2.6 Während der Durchführung des Vorhabens den ZE bekannt gewordene Fortschritte auf dem Gebiet des Vorhabens bei anderen Stellen

Es sind von dritter Seite keine Ergebnisse bekannt geworden, die für die Durchführung des Vorhabens relevant sind. Alle relevanten Informationsquellen sind bereits vor dem Beginn der Projektbearbeitung zugänglich gewesen. Dies gilt im gleichen Sinne für die nichtöffentlichen Informationsquellen (z.B.: SIB-Bauwerksdatenbank, Monatsdatensätze der stationären Achslastmessstellen).

2.7 Erfolgten oder geplanten Veröffentlichungen der Ergebnisse

Im Laufe des Projektes entwickelte Methoden, Konzeptionen und Ergebnisse wurden in Form von Veröffentlichungen und auf Fachtagungen publiziert. So konnten wesentliche Ergebnisse für relevante Zielgruppen, wie Straßenbetreiber, Unternehmen, Universitäten und Forschungseinrichtungen, bereits aufbereitet und veröffentlicht werden.

Im Rahmen des Verbundforschungsprojektes BrAssMan wurden folgende Beiträge veröffentlicht:

- Alqasem, Y.; König, M. (2022): Szenarienbasierte Schadenserkennung: Anwendung der künstlichen Intelligenz. 5. Brückenkolloquiums „Technische Akademie Esslingen – September 2022“.
- Alqasem, Y.; Heinrich, J.; Müller, M. (2023): Maschinelles Lernen zur Zustandserkennung bei Ermüdungsversuchen an Spannbetonträgern. Digitale Transformation im Lebenszyklus der Verkehrsinfrastruktur [DTV], vol. 1, no. 2, Juni 2023, Seite 239 ff..
- Geers, T.; Hoffmeister, B.; Geßler, A.: Data-based condition and prognosis statements for bridge structures using standardized monitoring systems. EVACS, 2023, 30. Aug. – 01. Sept. 2023; ISBN 978-3-031-39108-8; <https://doi.org/10.1007/978-3-031-39109-5>
- Geers, T.; Geßler, A.; Hoffmeister, B.; Kimpeler, S.: Unified monitoring systems for fatigue critical details on steel bridges; Nordic Steel conference, Juni 2024
- Geßler, A.; Hoffmeister, B.; Geers, T.; Honerboom, D.; Jergas, R.: Brücken Asset Management – Bauwerkscluster: Herausforderungen, Ziele, Auswahl, Modellierung. Tagungsband 1. Fachkongress Digitale Transformation im Lebenszyklus der Verkehrsinfrastruktur – Juni 2021, Technische Akademie Esslingen e. V., ISBN 978-3-8169-3530-8, S. 59-67, 2021
- Geßler, A.; Hoffmeister, B.; Geers, T.: Digital Life-Cycle and Asset-Management for Steel Bridges. Proceedings Eurostruct, 25-29 September 2023, Wien, ce/papers Volume 6, Ausgabe 5, S. 1127-1131, <https://doi.org/10.1002/cepa.2185>, 2023
- Hoffmeister, B.; Geers, T.: Standardized monitoring systems for data-based statements on condition and prognosis of steel bridges; Cenvegno Fabre Genova (Fabre Konferenz Genua); 12. – 15. Febr. 2024
- Kimpeler, S.; Geers, T.; Hoffmeister, B.: Data-based condition assessment of a T-beam bridge with orthotropic plate using strain measurements; Nordic Steel conference, Juni 2024
- Socher, A. (2021): Entwicklung der Verkehrseinwirkungen auf Bundesautobahnen. 4. Brückenkolloquiums „Technische Akademie Esslingen – Juli 2021“.

Literaturverzeichnis

- ALBRECHT: Entwicklungsgeschichte der orthotropen Fahrbahnplatte. München, 2012.
- ALONSO JUNGHANNS; HAARDT; MÜLLER: Dauerhaftigkeit und Nutzungsdauer von Ingenieurbauwerken. 5. Brückenkolloquium - 06.-07.09.2022, Tagungshandbuch 2022, S. 335-344. Ostfildern, 2022.
- ARANGANAYAGI; THANGAVEL: Clustering Categorical Data Using Silhouette Coefficient as a Relocating Measure, 2007.
- ASB-ING: Erhaltung - Anweisung Straßeninformationsbank Segment Bauwerksdaten.
BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG - ABTEILUNG STRAßENBAU. 2013.
- BAGAYOKO; EHMANN; EUSANI; GLÄßER; HAMME; HEMMERT-HALSWICK; HENSEN; HORTMANN; MEHRFELD; MUSZKIEWICZ; PASCHEN; SCHMACKPFEFFER; SCHMIDMEIER; SCHUBART; SCHÜTZ; SEDLACEK; THOMS; VETTER: Leitfaden zum Anhang NA.F Bemessung von Hängern an Stabbogenbrücken der DIN EN 1993-2/NA:2014-10, 2018.
- BALADOR, A. ET AL., 2022: A survey on vehicular communication for cooperative truck platooning application, Vehicular Communications, Vol. 35
- BERGER: 2016: Autokran / Mobilkran, <https://www.maschine.com/kran/autokran-mobilkran/> (Zugriff: 2023-01-18).
- BLETZINGER; BREITSCHAFT; BREINLINGER; FELDMANN; FUßEDER; GOLLWITZER; HANISCH; JÄGER; KATZENBACH; MOORMANN; SCHEUERMANN; SCHWUCHOW; STRAUB; TEICHGRÄBER: Vorschlag für die Fortschreibung "Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen". Version 1981 mit ersten Ergänzungen für eine Neuauflage. Berlin, 2022.
- BMDV 2019: Bundesministerium für Digitales und Verkehr. Brücken: Zahlen, Daten, Fakten, <https://bmdv.bund.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/bruecken-zahlen-daten-fakten.html> (Stand: 2019-06-24) (Zugriff: 2023-04-27).
- BMVD 2020: Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen.
- BMVBS: 2013: Bauwerksprüfung nach DIN 1076 Bedeutung, Organisation, Kosten, Dokumentation, BMVD: 2017: RI-EBW-PRÜF
- BRAML: Zur Beurteilung der Zuverlässigkeit von Massivbrücken auf der Grundlage der Ergebnisse von Überprüfung am Bauwerk. München, 2010.
- BREITENSTEIN: Entwicklung einer Kenngröße der Winterlichkeit zur Bewertung des Tausalzverbrauchs, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Verkehrstechnik, V 18, 1995.
- BROWNLEE: 2021: Machine Learning Mastery. Strong Learners vs. Weak Learners in Ensemble Learning, <https://machinelearningmastery.com/strong-learners-vs-weak-learners-for-ensemble-learning/> (Stand: 2021-05-03) (Zugriff: 2022-04-27).
- BUBA: Zur stochastischen Zuverlässigkeit bestehender Spannbetonbrücken gegen Ermüdung. München, 2002.
- BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN: 2020: Bauwerksprüfung mittels 3D-Bauwerksmodellen und erweiterter/virtueller Realität, <https://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Fachthemen/BIM/Daten/abgeschlossen/BAS-15.0666.html> (Zugriff: 2022-06-01).
- BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN: 2022: Automatische Dauerzählstellen auf Autobahnen und Bundesstraßen, https://www.bast.de/DE/Verkehrstechnik/Fachthemen/v2-verkehrszaehlung/zaehl_node.html (Zugriff: 2022-07-14).
- BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN: 2023: Achslasterfassung, https://www.bast.de/BAS-2017/DE/Statistik/Achslast/Achslast_node.html (Stand: 2023-01-20).
- BUNDESANSTALT FÜR STRAßENWESEN: Handlungsanweisung zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonüberbauten, 1998.
- BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR: Verkehr in Zahlen 2022/2023, 51. JAHRGANG, 2022.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie), Ausgabe 05-2011

BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG, Bauwerksprüfung nach DIN 1076 Bedeutung, Organisation, Kosten, Dokumentation, 2013.

BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR: Bundesverkehrswegeplan, 2016.

BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen VRI-EBW-PRÜF, 2017.

BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR, Stand der Modernisierung von Straßenbrücken der Bundesfernstraßen, 2020.

BÜNGER; MATTHEY: Methodenkonvention 3.0 zur Ermittlung von Umweltkosten - Methodische Grundlagen. Dessau-Roßlau, 2018.

BUSCH; KISTLER: Methodische Weiterentwicklung von Ansätzen zur Bewertung und Beurteilung von Unfallkosten, Forschungsberichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, 219. Bergisch Gladbach, 1990.

BUSCHMEYER, W., RODER, C. & GUSIA, P.J. (2009): Erfahrungen bei der Beurteilung der Dauerhaftigkeit vorgespannter Bewehrung von älteren Spannbetonbrücken – Bautechnik, HEFT 3, 2009. Seiten: 133–141.

BVU BERATERGRUPPE VERKEHR+UMWELT GMBH; INTRAPLAN CONSULT GMBH: Verkehrsverflechtungsprognose 2025, 2007.

CARLEO, G., CIRAC, I., CRANMER, K., DAUDET, L., SCHULD, M., TISHBY, N., VOGT-MARANTO, L. & ZDEBOROVÁ, L. (2019): Machine learning and the physical sciences – Reviews of Modern Physics. ICS 91, 4, <https://arxiv.org/pdf/1903.10563>.

CHAKRABORTY, D., AWOLUSI, I. & GUTIERREZ, L. (2021): An explainable machine learning model to predict and elucidate the compressive behavior of high-performance concrete – Results in Engineering. ICS 11.

DABRINGHAUS, S.; HAARDT, P. 2019: Infrastruktur im Wandel - Die Intelligente Brücke, 6. Kolloquium Erhaltung von Bauwerken, TAE Esslingen 2019

DAHOUDA, M.K. & JOE, I. (2021): A Deep-Learned Embedding Technique for Categorical Features Encoding – IEEE Access. ICS 9. Seiten: 114381–114391.

DBV-MERKBLATT TEILSICHERHEITSBEIWERTE: Merkblatt - Bauen im Bestand - Modifizierte Teilsicherheitsbeiwerte für Stahlbetonbauteile. DEUTSCHER BETON-UND BAUTECHNIK-VEREIN E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, März 2013.

DEUBLEIN; BRUNS; ROTH; ZULAUF: Stand der Technik hinsichtlich der Bewertung von Resilienzmaßnahmen. Bericht zum BAST-Forschungsprogramm Straßenwesen FE 89.0320/2016. Bergisch Gladbach, 2017.

DIETSCH; UMMENHOFER: Abschlussbericht Forschungsprojekt FE 15.0620/2016/LRB. Brückenseile - zerstörungsfreie Prüfverfahren. Karlsruhe, 2022.

DIN -Fachbericht 101:2009-03: Einwirkungen auf Brücken, 2009

DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen, (1988)

DIN 1076: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen. Überwachung und Prüfung: NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, November 1999.

DIN 1076, Entwurf Ausgabe 02-2024: Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen Überwachung und Prüfung

DIN EN 1990: Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung: NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.

- DIN EN 1991-2/NA: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken. NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, August 2012.
- DIN EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln. NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.
- DIN EN 1993-1-11: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.
- DIN EN 1993-1-11/NA: Nationaler Anhang- National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-11: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken mit Zuggliedern aus Stahl. NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.
- DIN EN 1993-1-9: Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-9: Ermüdung. NORMENAUSSCHUß BAUWESEN (NABAU) IM DIN DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. Berlin: Beuth Verlag GmbH, Dezember 2010.
- DIN EN 1993-2/NA: Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 2: Stahlbrücken. DIN-NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN (NABau). Berlin: Beuth Verlag GmbH, Oktober 2014.
- DIN ISO 31000: Risikomanagement - Leitlinien. DIN-NORMENAUSSCHUSS ORGANISATIONSPROZESSE (NAOrg). Berlin: Beuth Verlag GmbH, Oktober 2018.
- DIN ISO 55000, Deutsche Ausgabe 05-2017: Asset Management Übersicht, Leitlinien und Begriffe.
- DIN ISO/TR 14121-2: Sicherheit von Maschinen - Risikobeurteilung - Teil 2: Praktischer Leitfaden und Verfahrensbeispiele. NORMENAUSSCHUSS SICHERHEITSTECHNISCHE GRUNDSÄTZE (NASG). Berlin: Beuth Verlag GmbH, Februar 2013.
- DURSTEWITZ, D. & BALAGUER-BALLESTER, E. (2010): Statistische Verfahren zur Analyse hochdimensionaler neuronaler Messreihen in Bezug auf neurokognitive Vorgänge – e-Neuroforum. ICS 16, 4. Seiten: 266–276.
- EUROPEAN COUNCIL 1996: Council Directive 96/53/EG. 1996. No L 235/59.
- EWS: Empfehlung für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen. FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRAßEN- UND VERKEHRSWESSEN (FGSV) - ARBEITSGRUPPE "VERKEHRSPPLANUNG".1997.
- FIB BULLETIN 34: Model Code for Service Life Design. INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE. Lausanne, 2006.
- FISCHER; STRAUB; SCHNEIDER; THÖNS; RÜCKER: Intelligente Brücke - Zuverlässigkeitsbasierte Bewertung von Betonbrückenbauwerken unter Berücksichtigung von Inspektions- und Überwachungsergebnissen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 99. Bergisch Gladbach, 2014.
- FITSCHEN; NORDMANN: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Verkehrstechnik, V. Bremen: Fachverlag NW in Carl Ed. Schünemann KG2021.
- FREUNDT; VOGT; BÖNING; MICHAEL: Einsatz von Monitoringsystemen zur Bewertung des Schädigungszustands von Brückenbauwerken, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 106. Bergisch Gladbach, 2014.
- FRIEDRICH; EILERS; QUAAS; ROBRECHT; SCHAMNE; STAECK: Beanspruchung orthotroper Fahrbahnplatten infolge der Erneuerung des Brückenbelags, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 158. Bergisch Gladbach, 2020.
- FRIEDRICH: Ertüchtigung im Stahlbrückenbau, Expertengespräche Stahlbrückenbau. Bergisch Gladbach, 2013.

- FRIEDRICH & HAMME (Hrsg.): Stahlbau Kalender. Brücken Neue Eurocode-Generation: 23. Jahrgang. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 2021.
- FRIEDRICH: Korrosionsschutz von Brückenseilen. Wickelverfahren mit Korrosionsschutzbändern, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 154, 2020.
- FRIEDRICH: Überblick: Schäden und Instandsetzungsvarianten, Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau. Bergisch Gladbach, 2012.
- FRIEDRICH: Verstärkung des Deckblechs orthotroper Fahrbahnplatten durch Aufkleben von Stahlblechen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 187. Bergisch Gladbach, 2023.
- Gilles, J. 07.09.2020: Experteninterview
- GOEBEL: Risse in Spannbetonüberbauten. Auswertung der Erfassung. Bergisch Gladbach, 1985.
- HAARDT: Entwicklung eines Bauwerks-Management-Systems für das deutsche Fernstraßennetz - Stufen 1 und 2, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 43. Bergisch Gladbach, 2003.
- HAMME: Neue Entwicklungen bei Brückenseilen, Neue Entwicklungen im Stahlbrückenbau. Bergisch Gladbach, 2012.
- HANUSSEK: 2019: Frauenhofer. Endlich verständlich: KI-Verfahren einfach erklärt, <https://blog.iao.fraunhofer.de/endlich-verstaendlich-ki-verfahren-einfach-erklart/> (Stand: 2019-10-16) (Zugriff: 2022-06-01).
- HELLMANN; RÜBENSAM; SCHWIETHAL: Entwicklung von Verfahrenshilfen zur Berücksichtigung baustellenbedingter Nutzerkosten im Erhaltungsmanagement, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, HEFT 988. Bonn, 2008.
- HEMMERT-HALSWICK: Erfahrungssammlungen: Schäden an Stahlbrücken - wetterfeste Stähle - Seile, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 45. Bergisch Gladbach, 2004.
- HOBBACHER, A.F. 2008: Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding, Paris 2008.
- HOLMES; BEKELE: Wind loading of structures: Fourth edition. Boca Raton: CRC Press 2021.
- JAADI: 2021: Built in. A Step-by-Step Explanation of Principal Component Analysis (PCA), <https://builtin.com/data-science/step-step-explanation-principal-component-analysis> (Zugriff: 2022-05-31).
- JABBAR, M.A., DEEKSHATULU, B.L. & CHANDRA, P. (2013): Classification of Heart Disease Using K- Nearest Neighbor and Genetic Algorithm. Elsevier: International Conference on Computational Intelligence: Modeling Techniques and Applications (CIMTA) – Procedia Technology. ICS 10. Seiten: 85–94, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2212017313004945>.
- JACHS, S. (2014): Der Wert eines Menschenlebens – Das Magazin des Innenministeriums, 7/8. Seiten: 37–39, https://www.bmi.gv.at/magazinfiles/2014/07_08/files/gesellschaft.pdf (Zugriff: 2022-11-15).
- JAKOBSSON, U. (2004): Statistical presentation and analysis of ordinal data in nursing research – Scandinavian journal of caring sciences. ICS 18, 4. Seiten: 437–440.
- KLEINERT & SAWO (Hrsg.): Intelligente Bauwerke. Verfahren zur Auswertung, Verifizierung und Aufbereitung von Messdaten = Smart bridges techniques for assessment, verification and preparation of measurement data, Berichte der Bundesanstalt für Strassenwesen. ICS Heft 164. Bremen: Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG 2021.
- KRAUS, M.A. & DRASS, M. (2020): Künstliche Intelligenz im Bauingenieurwesen - Hintergründe, Status Quo und Potenziale – Bauingenieur. ICS 95, 10. Seiten: 369–378.
- KUHLMANN; HUBMANN: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-2-Schäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 127. Bergisch Gladbach, 2016.

- LANDESBETRIEB RHEINLAND-PFALZ (O. J): auch Brücken kommen in die Jahre, Sonderveröffentlichung des LBM zur "Pontesgrafie"
- LAURENZ: 2022: Datasolut. Machine Learning vs. Deep Learning: Wo ist der Unterschied?, <https://datasolut.com/machine-learning-vs-deep-learning/> (Zugriff: 2022-05-04).
- LECUN, Y., BENGIO, Y. & HINTON, G. (2015): Deep learning – Nature. ICS 521, 7553. Seiten: 436–444.
- LEE, YUNG-LI AND TJHUNG, TANA, 2012: RAINFLOW CYCLE COUNTING TECHNIQUES. [BOOK AUTH.] YUNG-LI LEE, MARK E. BARKEY AND HONG-TAE KANG. METAL FATIGUE ANALYSIS HANDBOOK. 2012.
- LOHSE; LAUMANN; WOLF: Stahlbau 2: 21., vollständig aktualisierte und überarbeitete Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg 2020.
- M. SCHUBERT; T. KLUTH; G. NEBAUER; R. RATZENBERGER; S. KOTZAGIORGIS; B. BUTZ; W. SCHNEIDER; M. LEIBLE: Verkehrsverflechtungsprognose 2030. Schlussbericht FE 96.0981/2011, 2014.
- G. Marzahn, Brücken fit für die Zukunft machen, Beton- und Stahlbetonbau, S. 81, Heft 2, 2015.
- G. Marzahn et al. 2020: Der Traglastindex zur Bewertung struktureller Eigenschaften von Straßenbrücken, Beton- und Stahlbetonbau, Heft 7, 2020.
- MATHWORKS: 2020: Reinforcement Learning with MATLAB, <https://de.mathworks.com/content/dam/mathworks/ebook/gated/reinforcement-learning-ebook-all-chapters.pdf> (Zugriff: 2022-03-03).
- MEHLHORN; CURBACH: Handbuch Brücken. Entwerfen, Konstruieren, Berechnen, Bauen und Erhalten: 3. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg 2014.
- MÜLLER; VOGEL; NEUMANN: Quantifizierung der Lebensdauer von Betonbrücken mit den Methoden der Systemanalyse, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 81. Bergisch Gladbach, 2011.
- Nachrechnungsrichtlinie: Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand. BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG - ABTEILUNG STRAßENBAU. 2011.
- F. NEITZEL, W. SCHWARZ 2017: Ingenieurgeodäsie, Berlin Heidelberg: Springer, 2017, p. 463–506.
- NIE, Z., GUO, E., LI, J., HAO, H., MA, H. & JIANG, H. (2020): Bridge condition monitoring using fixed moving principal component analysis – Structural Control Health Monitoring. ICS 27, 6.
- PALUSZEK; THOMAS: MATLAB Machine Learning: 1. New Jersey: Apress L. P2017.
- PASCHEN; DÜRRER; GRONAU; RENTMEISTER: Ermüdungssicherheit von vollverschlossenen Seilen mit Korrosionsschäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 146. Bergisch Gladbach, 2020.
- PASCHEN, M., HENSEN, W. & HAMME, M. (2017): Instandsetzungs- und Sicherungsmaßnahmen bei den Rheinbrücken Leverkusen und Duisburg-Neuenkamp - ein Zwischenbericht (Teil 1) – Stahlbau 86, HEFT 7, 2017. Seiten: 603–618.
- PENKA: Beurteilung der Ermüdungssicherheit von Koppelfugenquerschnitten bestehender Spannbetonbrücken durch Langzeitmessungen. München, 2003.
- PETERSEN: Stahlbau. Grundlagen der Berechnung und bauliche Ausbildung von Stahlbauten: 4., vollständig überarbeitete und aktualisierte Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg 2013.
- RI-EBW-PRÜF: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076. BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR. 2017.
- RI-EBW-PRÜF Schadensbeispiele: Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076 - Schadensbeispiele. BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR. 2021.
- RPE-Ing: Richtlinien für die strategische Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Ingenieurbauwerken. BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR UND DIGITALE INFRASTRUKTUR. 2020.
- RUHRBERG; SCHUMANN: Schäden an Brücken und anderen Ingenieurbauwerken. Ursachen und Erkenntnisse, 1982.

- RÜSCH; SELL; RACKWITZ: Statistische Analyse der Betonfestigkeit, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, HEFT 206. Berlin, 1969.
- SALKEVER, D.S. (1976): The use of dummy variables to compute predictions, prediction errors, and confidence intervals – Journal of Econometrics. ICS 4, 4. Seiten: 393–397, <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0304407676900270>.
- SANIO, D., LÖSCHMANN, J., MARK, P. & AHRENS, M.A. (2018): Bauwerksmessungen versus Rechenkonzepte zur Beurteilung von Spannstahlermüdung in Betonbrücken – Bautechnik, HEFT 2, 2018. Seiten: 99–110.
- SAUL: Seilverspannte Brücken. Bergisch Gladbach, 2012.
- SAXENA: 2020: Analytics Vidhya. Here's All you Need to Know About Encoding Categorical Data (with Python code), <https://www.analyticsvidhya.com/blog/2020/08/types-of-categorical-data-encoding/> (Stand: 2020-08-13) (Zugriff: 2022-05-30).
- SCHINDLER, KERSTIN, 2008: Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung.
- SCHNELLENBACH-HELD; FAKHOURI; KARCZEWSKI: Projekt "Intelligente Brücke". Teilprojekt "Erstellung eines Glossars zum Themenschwerpunkt Intelligente Bauwerke". Schlussbericht, FE 89.0277/2012. Essen, 2013.
- SCHNELLENBACH-HELD; PEETERS; MIEDZINSKI: Intelligente Brücke - Schädigungsrelevante Einwirkungen und Schädigungspotenziale von Brückenbauwerken aus Beton, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 110. Bergisch Gladbach, 2015.
- SCHNELLENBACH-HELD; WELSCH; FICKLER; HEGGER; REIßEN: Verstärkung älterer Beton- und Spannbetonbrücken. Erfahrungssammlung - Dokumentation 2016. Bergisch Gladbach, 2016.
- SEDLACEK; PASCHEN; FELDMANN; GEßLER; MÖLLER; STEINAUER; SCHARNIGG: Instandsetzung und Verstärkung von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, B 76. Bergisch Gladbach, 2011.
- SEDLACEK; PASCHEN: Untersuchung zur nachhaltigen Instandsetzung von orthotropen Fahrbahnplatten. Aachen, 2012.
- SIEGERT; HOLST; EMPELMANN; BUDELMANN: Überwachungskonzepte für Bestandsbauwerke aus Beton als Kompensationsmaßnahme zur Sicherstellung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 118. Bergisch Gladbach, 2015.
- SOCHER: Entwicklung der Verkehrseinwirkungen auf Bundesautobahnen, 1. Fachkongress Digitale Transformation im Lebenszyklus der Verkehrsinfrastruktur, S. 45-57. Ostfildern, 2021.
- SOCHER; MÜLLER: Relevante Brückenbauwerke für ein prädiktives Erhaltungsmanagement. 4. Brückenkolloquium: Fachtagung für Beurteilung, Planung, Bau, Instandhaltung und Betrieb von Brücken, Tagungshandbuch 2020, S. 253-258. Ostfildern, 2020.
- SPAETHE: Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen: 2., neubearbeitete Auflage. Wien: Springer-Verlag 1992.
- SPEER: Entwicklung von Key Performance Indikatoren als ein Element auf dem Weg vom Erhaltungsmanagement zum Asset Management für Bundesautobahnen. Braunschweig, 2019.
- SPERLING; SCHMIDT: 9. Symposium Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen. Bewertung der Restlebensdauer von Spannbetonbrücken durch Koppelfugenmonitoring an Praxisbeispielen, Schriftenreihe - Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, HEFT 43. Dresden, 2017.
- STEFFENS: Entwerfen und Konstruieren Stahlbau. Sicherheitsäquivalente Bewertung von Brücken durch Bauwerksmonitoring, Heftreihe des Instituts für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Berlin. Düren: Shaker Verlag 2019.
- STRAUSS, A. ET AL. 2018: Performance Indikatoren für die Bewertung von Strukturen aus Konstruktionsbeton auf europäischer Ebene nach COST TU1406, Bautechnik, Februar 2018

TL/TP-ING: Technische Lieferbedingungen und Technische Prüfvorschriften für Ingenieurbauten.
BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR.2022.

TLS 2012: Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen. BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR, BAU UND STADTENTWICKLUNG.2012.

UNGERMANN; BRUNE; GIESE: Verstärkung von Stahlbrücken mit Kategorie-3-Schäden, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 128. Bergisch Gladbach, 2016.

VALLEN SYSTEME GMBH: Schallemissionsprüfung. Grundlagen - Gerätetechnik - Anwendungen. Icking.

VAN DER MAATEN, L. & HINTON, G. (2008): Visualizing Data using t-SNE – Journal of Machine Learning Research, 09. Seiten: 2579–2605.

WEI, J., CHU, X., SUN, X.-Y., XU, K., DENG, H.-X., CHEN, J., WEI, Z. & LEI, M. (2019): Machine learning in materials science – InfoMat. ICS 1, 3. Seiten: 338–358.

Z. K., H. Weiher und C. Gläser (2009): „Monitoring im Betonbau,“ in Betonkalender 2009 - Konstruktiver Hochbau, aktuelle Massivbaunormen, Berlin, Ernst & Sohn, 2009, pp. 137-180.

WEIHER, H., RUNTEMUND, K. & ULLERICH, C. (2015): Monitoringbasierter Nachweis der Spannstahlermüdung an den Koppelfugen der Köhlbrandbrücke – Beton- und Stahlbetonbau, HEFT 8, 2015. Seiten: 529–538.

ZILCH ET AL.: Monitoring im Betonbau, Beton-Kalender 2009, Teil 2, 2029

ZILCH; STRAUB; DIER; FISCHER: Entwicklung von Verfahren einer zuverlässigkeitsbasierten Bauwerksprüfung, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Brücken- und Ingenieurbau, B 85. Bergisch Gladbach, 2011.

ZTV-ING: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten.
BUNDESMINISTERIUM FÜR DIGITALES UND VERKEHR.2022.

Anhang A

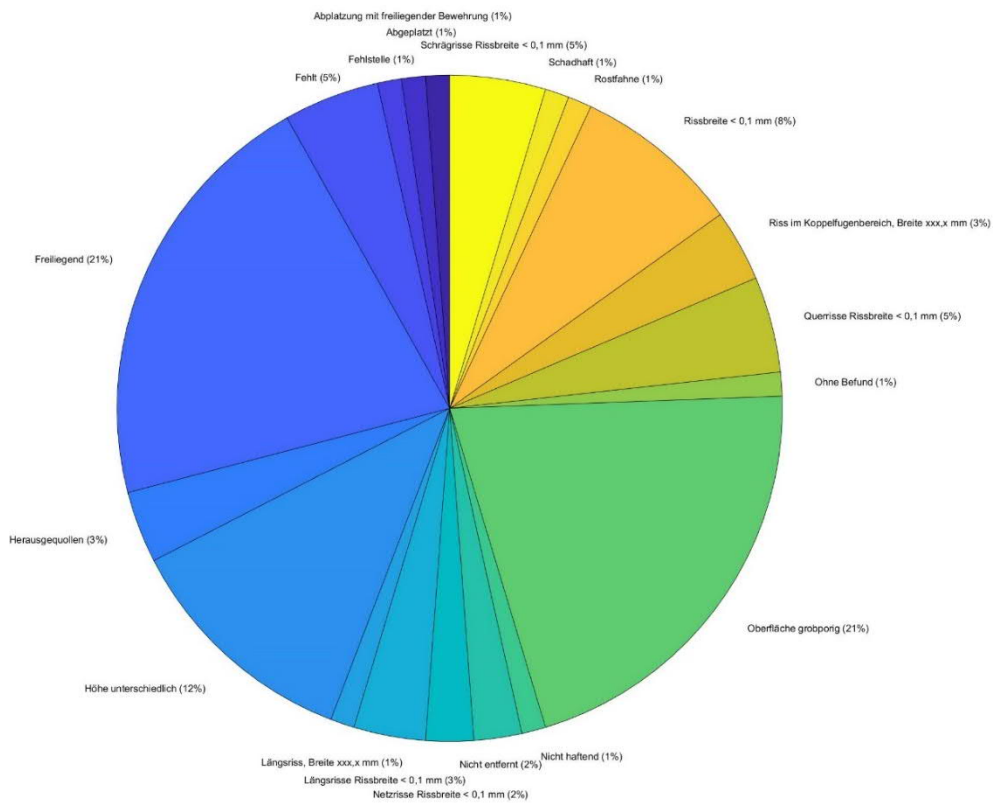


Abbildung A 1: Art der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 0 mit ihrer Repräsentation in den Daten

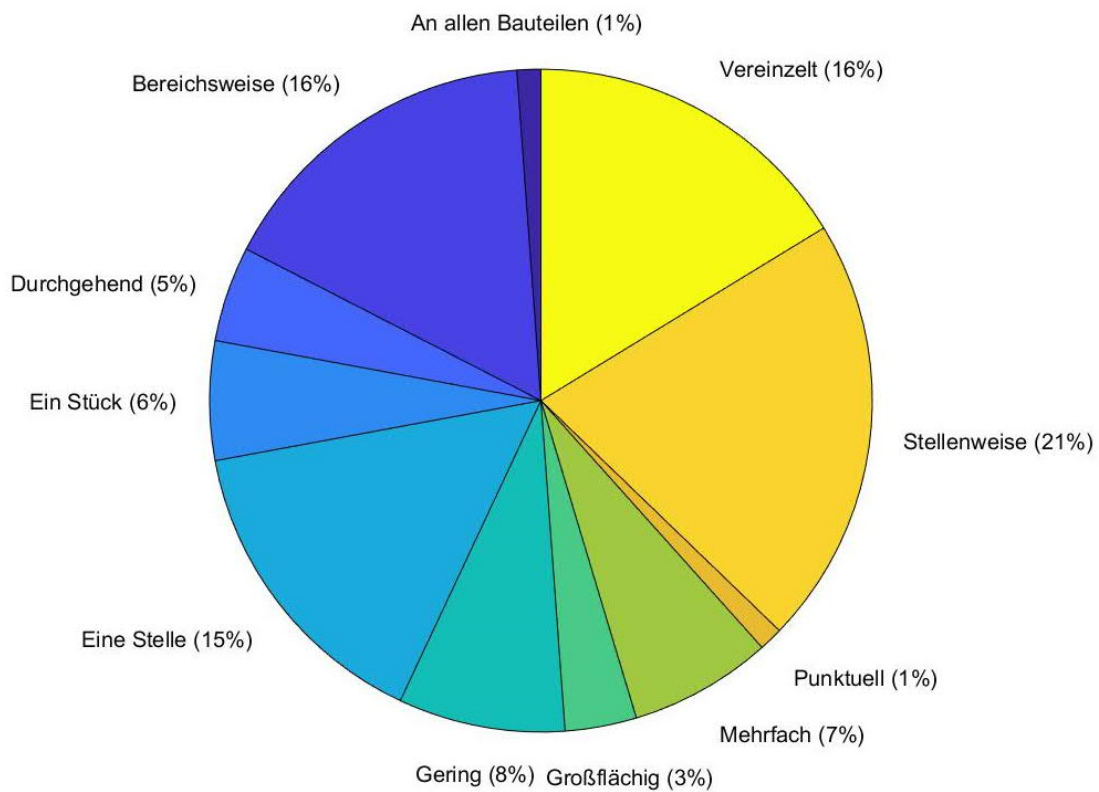


Abbildung A 2: Menge der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 0 mit ihrer Repräsentation in den Daten

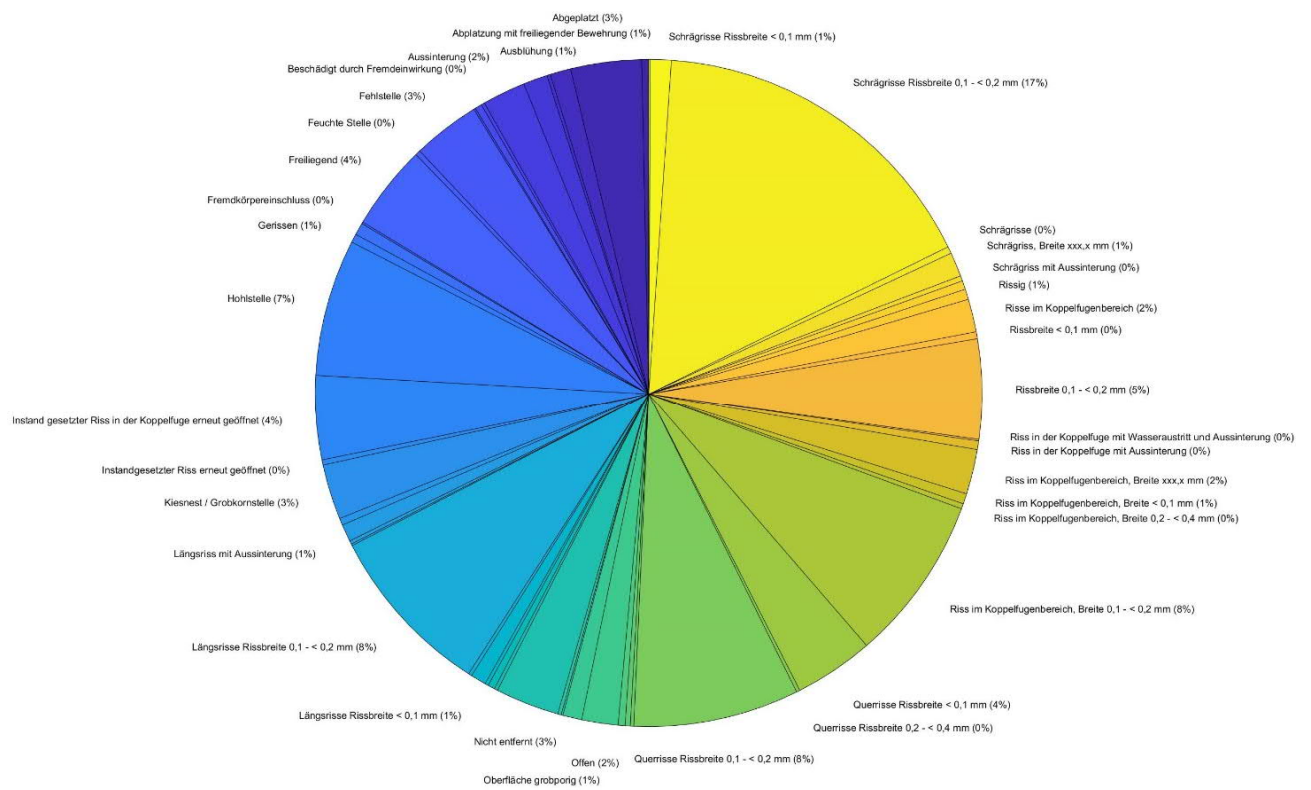


Abbildung A 3: Art der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 1 mit ihrer Repräsentation in den Daten

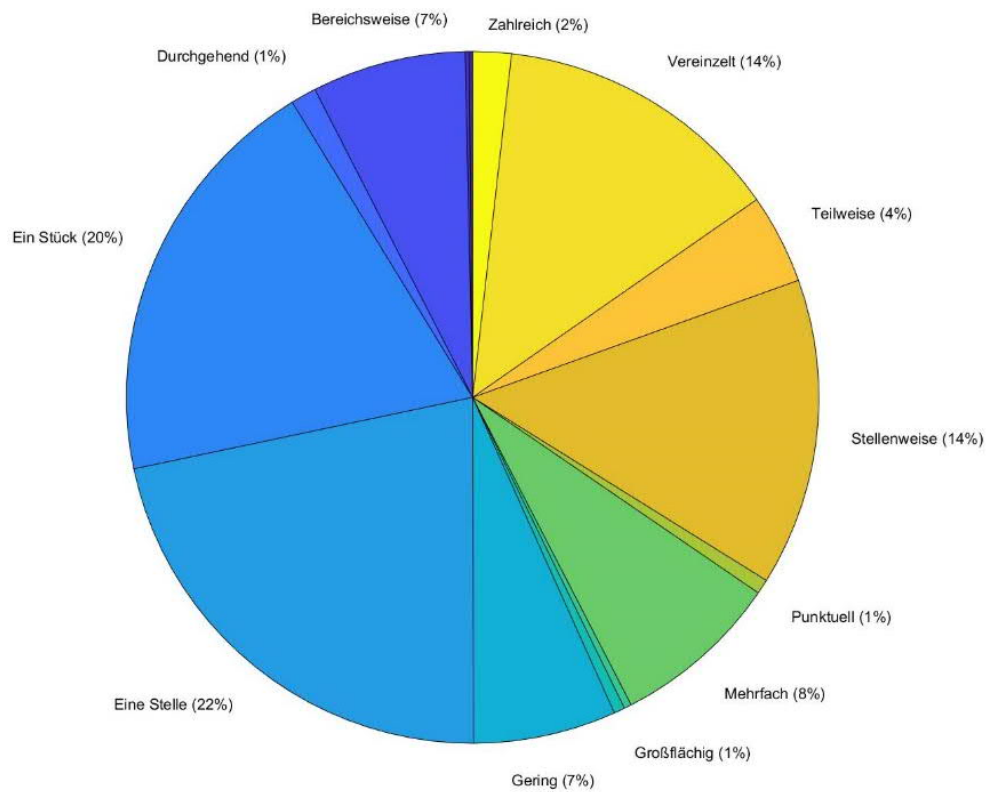


Abbildung A 4: Menge der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 1 mit ihrer Repräsentation in den Daten

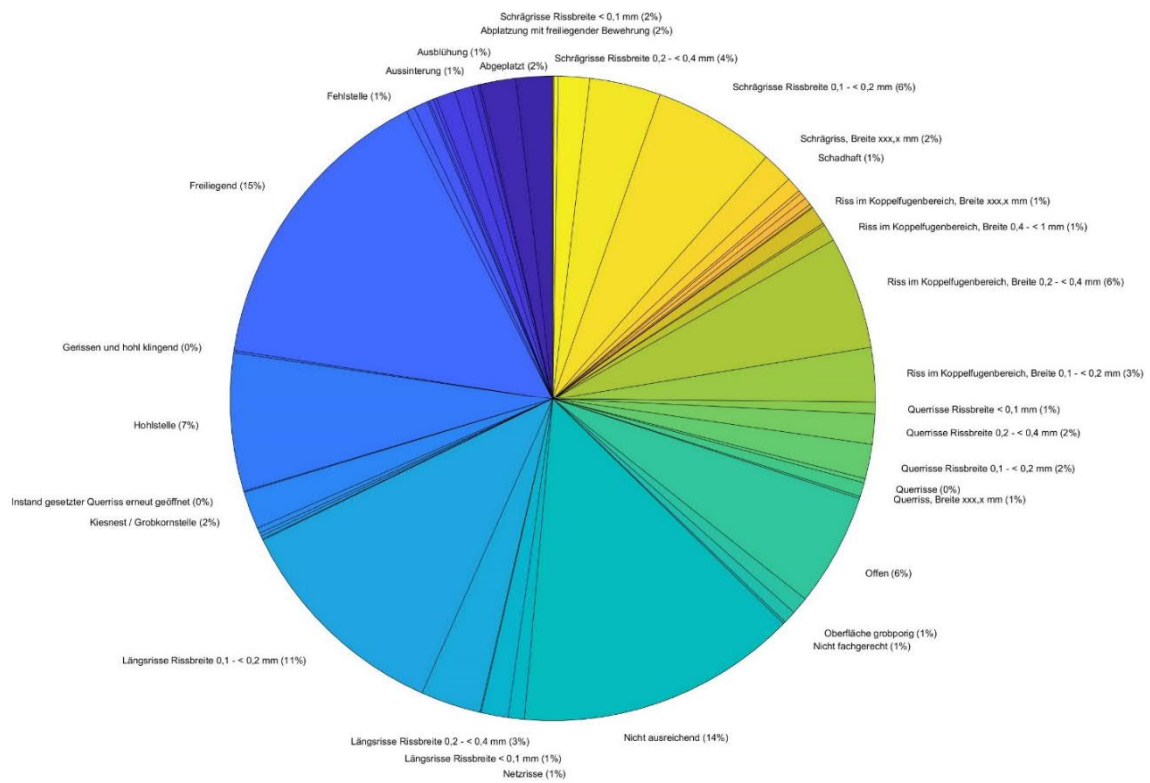


Abbildung A 5: Art der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 2 mit ihrer Repräsentation in den Daten

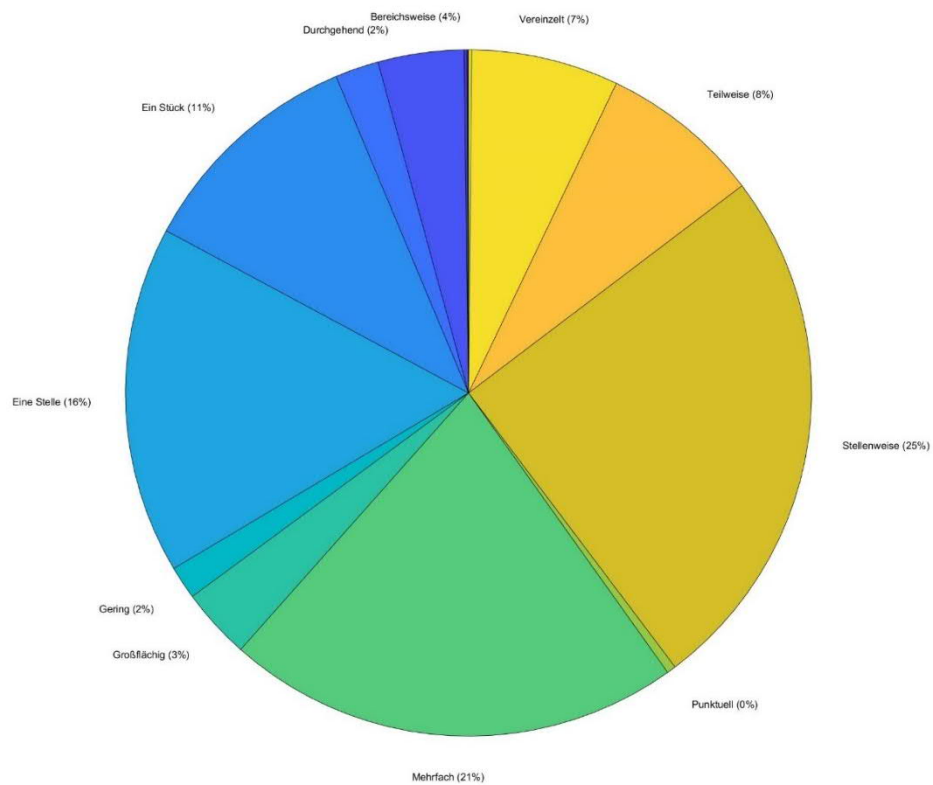


Abbildung A 6: Menge der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 2 mit ihrer Repräsentation in den Daten

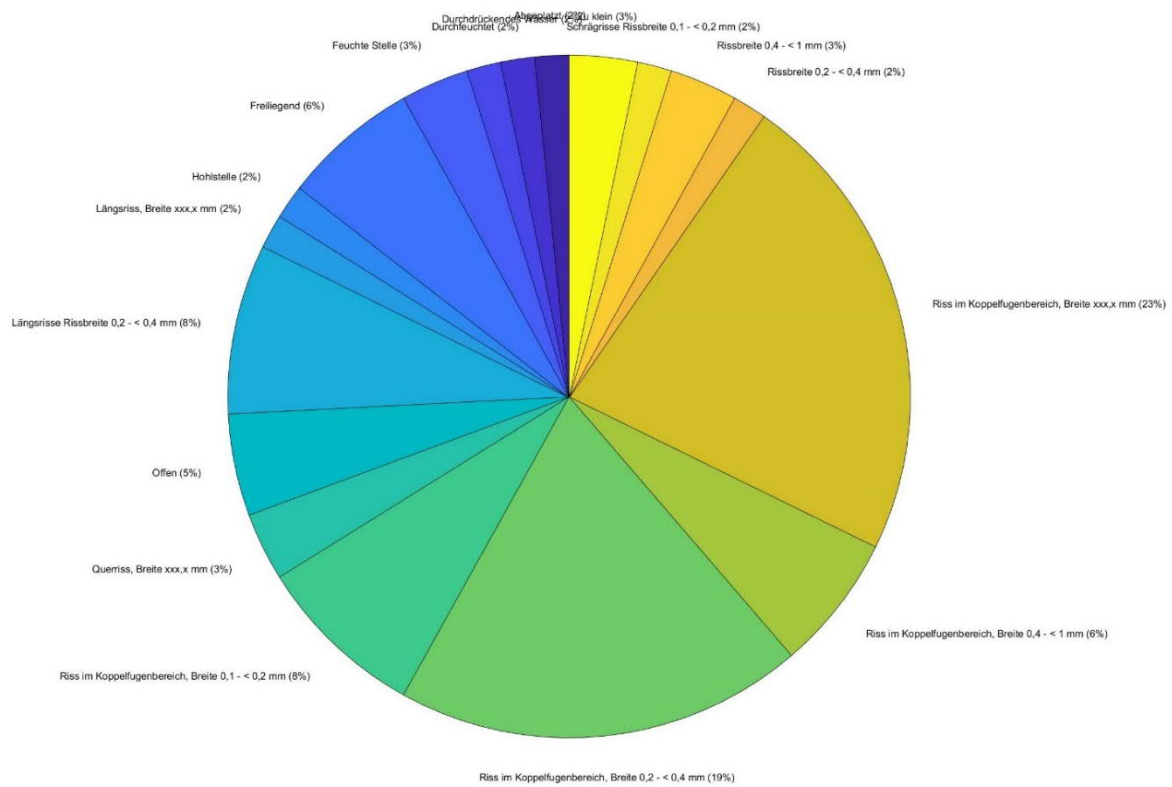


Abbildung A 7: Art der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 3 mit ihrer Repräsentation in den Daten

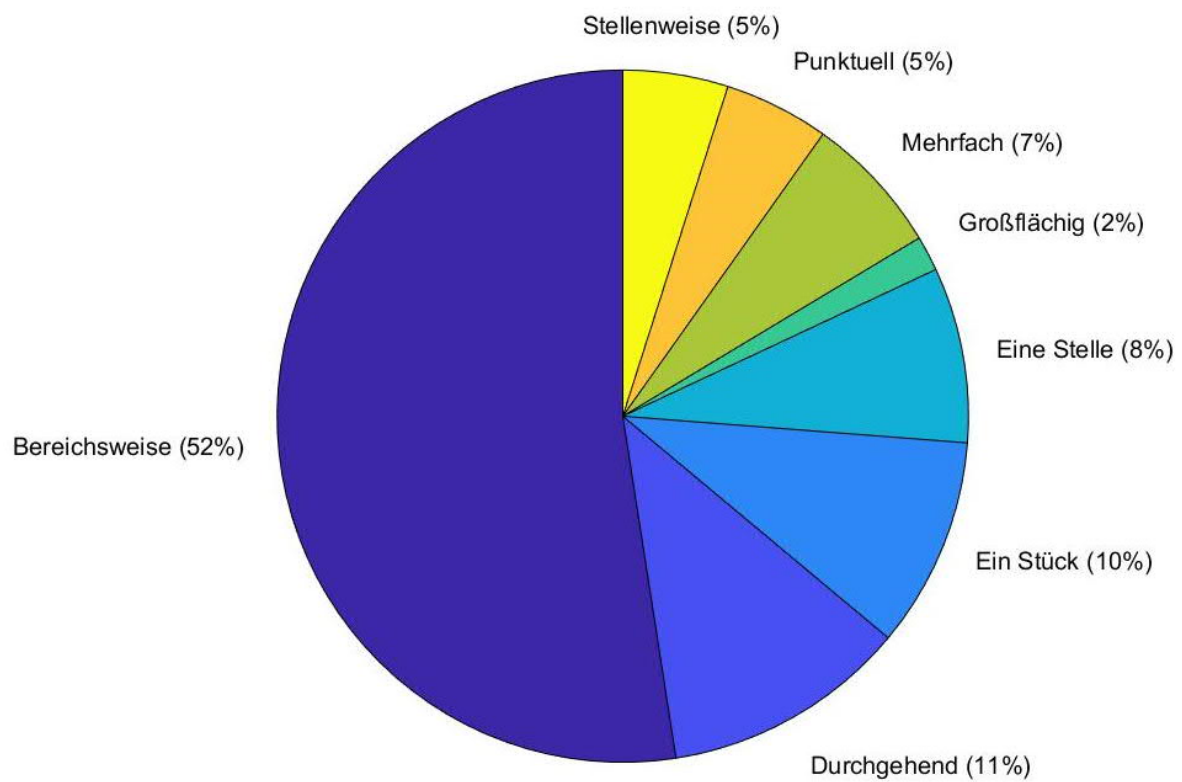


Abbildung A 8: Menge der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 3 mit ihrer Repräsentation in den Daten

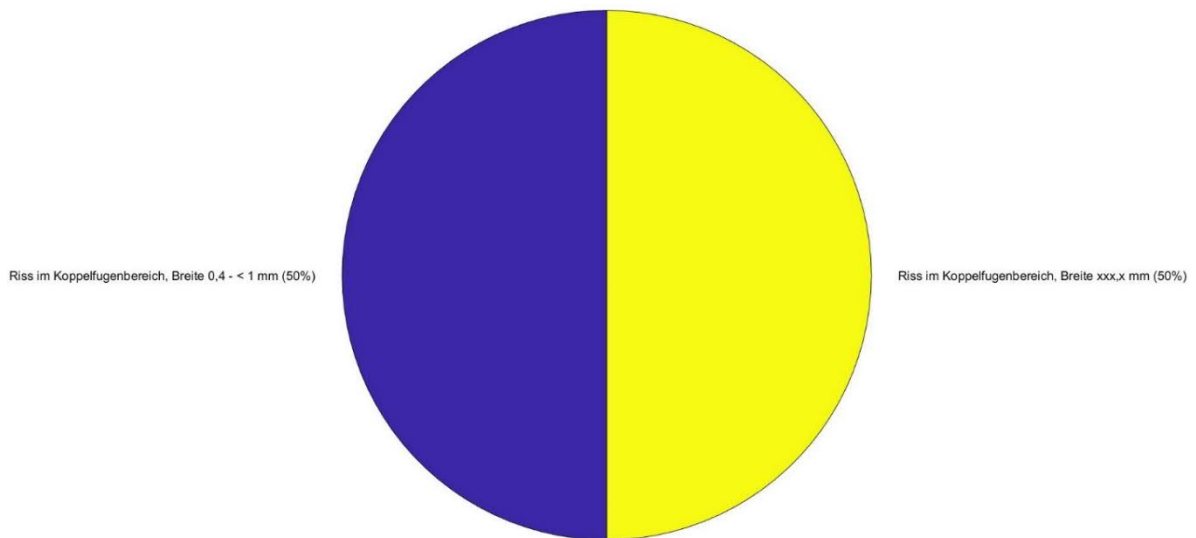


Abbildung A 9: Art der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 4 mit ihrer Repräsentation in den Daten

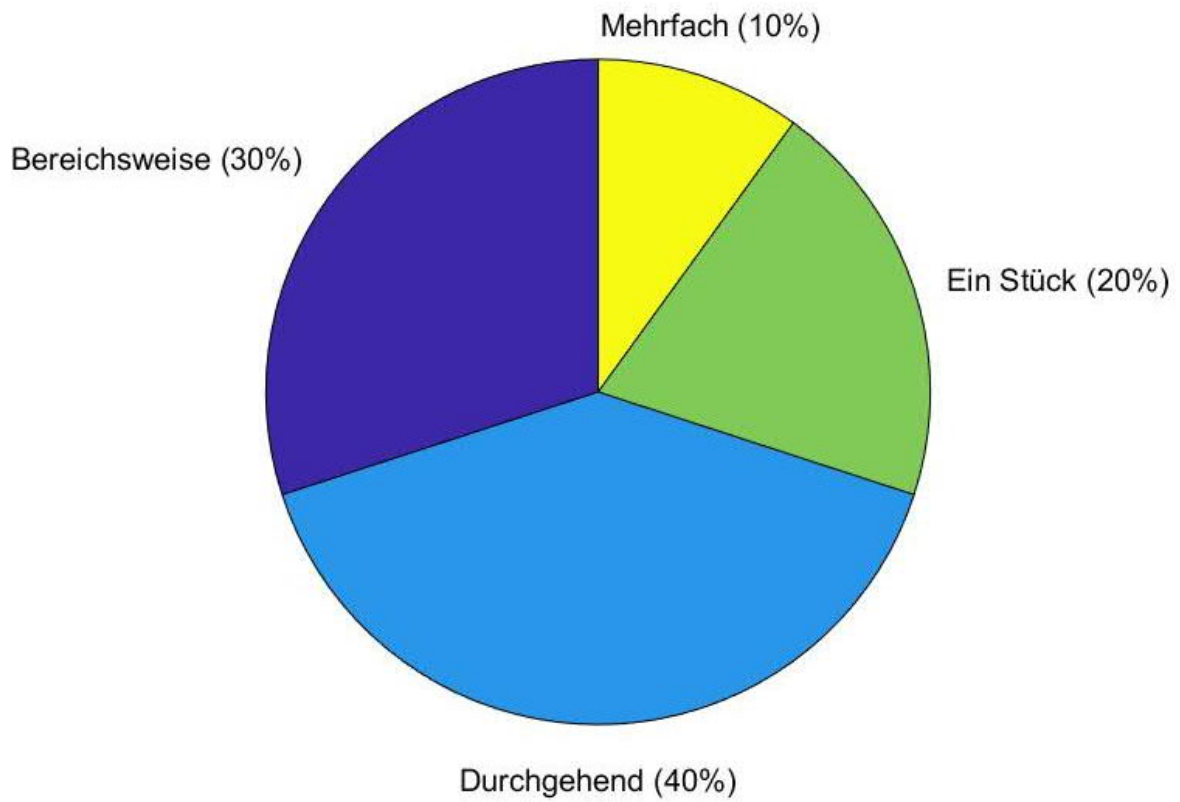


Abbildung A 10: Menge der Schäden der Dauerhaftigkeitsbenotung D = 4 mit ihrer Repräsentation in den Daten